

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

**HERRAMIENTAS PARA DECISIONES GERENCIALES, FRENTE A
RIESGOS POR FUNCIONAMIENTO INADECUADO DE REDES DE
ALCANTARILLADO, EN CIUDADES ANDINAS. CASO DE
ESTUDIO: LA MICROCUENCA JOSÉ MARÍA ALEMÁN, EN EL
SECTOR DE SOLANDA DEL DISTRITO METROPOLITANO DE
QUITO**

**PROYECTO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE MAGISTER EN
HIDRÁULICA, MENCIÓN DISEÑO DE OBRAS HIDRÁULICAS**

LUIS HOMERO HIDROBO ALMEIDA

DIRECTORA: ING. CRISTINA TORRES M.Sc.

CO-DIRECTORA: ING. XIMENA HIDALGO M.Sc.

Quito, noviembre 2019

DECLARACIÓN

Yo, Luis Homero Hidrobo Almeida, declaro que el trabajo aquí descrito es de mi autoría, que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional, y que he consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

La Escuela Politécnica Nacional, puede hacer uso de los derechos correspondientes a este trabajo, según lo establecido por la Ley de Propiedad Intelectual, por su Reglamento y por la Normatividad institucional vigente.

Luis Homero Hidrobo Almeida

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por Luis Homero Hidrobo Almeida, bajo mi supervisión.

Ing. Cristina Torres, M.Sc.
DIRECTORA DE PROYECTO

Ing. Ximena Hidalgo, M.Sc.
CO-DIRECTORA DE PROYECTO

AGRADECIMIENTO

A todos quienes intervinieron en este añejo sueño.

A la Ing. Ximena Hidalgo por su gran capacidad, objetividad y profesionalismo en la revisión de este trabajo. A la Ing. Cristina Torres por su paciencia y tolerancia, por su guía y apoyo en la consecución de este proyecto. A mi hija Gabita, por su gran apoyo.

Luis Homero Hidrobo Almeida

DEDICATORIA

Al recuerdo de la dulce mirada de mi madre.

Luis Homero Hidrobo Almeida

CONTENIDO

Capítulo 1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. ANTECEDENTES	1
1.2. OBJETIVOS	2
1.2.1. OBJETIVO GENERAL	2
1.2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS	2
1.3. JUSTIFICACIÓN	3
1.3.1. JUSTIFICACIÓN TEÓRICA.....	3
1.3.2. JUSTIFICACIÓN METODOLÓGICA.....	4
1.3.3. JUSTIFICACIÓN PRÁCTICA.....	5
Capítulo 2. BASE TEÓRICA Y ESTADO DEL ARTE.....	6
2.1. DEFINICIONES BÁSICAS	6
2.1.1. HIPÓTESIS BÁSICAS	6
2.1.2. DEFINICIONES	8
2.1.2.1. Contribución de aguas residuales.....	8
2.1.2.2. Contribución de aguas pluviales	9
2.1.2.3. Área de drenaje	9
2.1.2.4. Curvas de intensidad, duración y frecuencia	10
2.1.2.5. Coeficiente de escorrentía: permeabilidad de las áreas	10
2.1.2.6. Tiempo de concentración.....	11

2.1.2.7. Aportes de sedimentos	12
2.1.2.8. Caudales de diseño	12
2.1.2.9. Período de diseño.....	12
2.1.2.10. Determinación de la población.....	13
2.1.2.11. Diámetros mínimos	13
2.1.2.12. Velocidades mínimas y máximas.....	14
2.1.2.13. El esfuerzo cortante	14
2.1.2.14. Pendientes mínimas y máximas	15
2.1.2.15. Profundidad hidráulica máxima.....	15
2.1.2.16. Altura máxima y mínima respecto de la cota clave del tubo ...	15
2.1.2.17. Determinación de secciones transversales típicas en redes de Alcantarillado	15
2.2. PARÁMETROS REQUERIDOS EN EL LEVANTAMIENTO CATASTRAL DE LA RED DE ALCANTARILLADO	16
2.3. LA HERRAMIENTA DE LA REGRESIÓN MÚLTIPLE.....	17
2.4. ESTADO DEL ARTE.....	19
Capítulo 3. METODOLOGÍA.....	22
3.1. OBTENCIÓN DE DATOS GEOMÉTRICOS Y DE CAMPO: REALIZACIÓN DEL CATASTRO FÍSICO DE LAS REDES DE ALCANTARILLADO	22
3.1.1. MANEJO DE LA INFORMACIÓN OBTENIDA: ORDENAMIENTO Y SECUENCIA DE DATOS.....	22
3.1.2. LA MATRIZ DE EVALUACIÓN HIDRÁULICA.....	26

3.1.2.1. CÁLCULO DE LOS VALORES DE CAUDAL SANITARIO	26
3.1.2.2. CÁLCULO DE LOS VALORES DEL CAUDAL PLUVIAL	26
3.1.2.3. CÁLCULO DEL CAUDAL DE INFILTRACIÓN	27
3.1.2.4. ANÁLISIS DE LAS CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE LOS ELEMENTOS DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO	27
3.1.2.5. TIPOS DE SECCIÓN: DIÁMETRO, BASE, ALTURA, ÁREA TRANSVERSAL	27
3.1.2.6. TIPO DE MATERIAL: DEFINICIÓN DEL COEFICIENTE DE MANNING	27
3.1.2.7. EL FLUJO REAL EN REDES DE DRENAJE	28
3.1.3. CÁLCULO DE LOS PARÁMETROS HIDRÁULICOS	29
3.1.3.1. EL CALADO	29
3.1.3.2. EL ÁREA HIDRÁULICA	29
3.1.3.3. EL PERÍMETRO MOJADO	29
3.1.3.4. EL RADIO HIDRÁULICO	30
3.1.3.5. REPRESENTACIÓN GRÁFICA DE LA INFORMACIÓN DE LA MATRIZ DE EVALUACIÓN HIDRÁULICA	30
3.1.4. EL FLUJO BAJO DIFERENTES CONDICIONES EN EL CONDUCTO: AL 80% DE LA SECCIÓN, A SECCIÓN LLENA Y EN CONDICIONES DE “MÁXIMO PROBABLE”	30
3.2. SELECCIÓN Y DISCRETIZACIÓN DE ESTRUCTURAS DE CONTROL	31

3.2.1. POZOS SIN NOVEDAD.....	32
3.2.2. POZOS DEFECTUOSOS	32
3.3. REGRESIÓN MÚLTIPLE LINEAL EN LOS POZOS DEFECTUOSOS ..	32
3.3.1. EL COEFICIENTE K.....	33
3.3.2. VALIDACIÓN FOTOGRÁFICA DE LOS POZOS DEFECTUOSOS.	36
3.3.3. ECUACIONES ENCONTRADAS EN TODOS LOS POZOS DEFECTUOSOS	37
3.3.4. ECUACIONES ENCONTRADAS PARA DETERMINADOS DIÁMETROS, COEFICIENTE K	37
3.4. RELACIONES ENTRE VARIAS VARIABLES DEL FLUJO A SUPERFICIE LIBRE Y EL NÚMERO DE FROUDE, EN REDES DE DRENAJE Y POZOS “DEFECTUOSOS”	38
3.4.1. COMPARACIÓN DEL NÚMERO DE FROUDE Y EL COEFICIENTE “K”	38
Capítulo 4. RESULTADOS Y DISCUSIÓN	40
4.1. CÁLCULO DE PARÁMETROS HIDRÁULICOS.....	40
4.1.1. NÚMERO DE FROUDE.....	41
4.2. CLASIFICACIÓN DEL FLUJO DE ACUERDO A LA VELOCIDAD: SUPERCRÍTICO, SUBCRÍTICO	41
4.3. LA MATRIZ DE EVALUACIÓN HIDRÁULICA.....	41
4.4. COMPARACIÓN DE PARÁMETROS OBTENIDOS	42
4.4.1. Q MÁX PROBABLE/Q _{80%} SECCIÓN LLENA.....	42

4.5. V MÁX PROBABLE/V MÁX PERMITIDA	53
4.5.1. El empleo del paquete computacional SWMM.....	54
4.6. GRÁFICOS DE EVALUACIÓN DE LAS REDES DE ALCANTARILLADO CONSTRUIDAS	60
Capítulo 5. RESUMEN, CONCLUSIONES Y TRABAJOS FUTUROS	63
5.1. RESUMEN	63
5.2. CONCLUSIONES	64
5.3. TRABAJOS FUTUROS	67
Referencias Bibliográficas	70
Anexos	77
6.1. NORMATIVA BÁSICA A EMPLEARSE EN EL ECUADOR	78
6.2. COEFICIENTES Y ECUACIONES REFERENCIALES EN REDES DE ALCANTARILLADO	79
6.3. ESTADO DEL ARTE	84
6.4. COMPONENTES DE LAS FICHAS CATASTRALES	87
6.5. PARÁMETROS HIDRÁULICOS.....	93
6.6. CLASIFICACIÓN DE ELEMENTOS DE ACUERDO AL CRITERIO DE ANA & BAUWENS (2010).....	95
6.7. FOTOGRAFÍAS	96
6.8. POZOS DISCRETIZADOS Y VALIDADOS.....	103
6.9. COMPARACIÓN ENTRE K y el número de Froude.....	104
6.10. REGRESIÓN MÚLTIPLE PARA DIFERENTES ESCENARIOS	112

6.11. GRÁFICOS Y PLANOS ELABORADOS CON BASE EN LA MATRIZ DE EVALUACIÓN HIDRÁULICA	118
6.12. RELACIONES ENTRE VARIABLES ESTUDIADAS	124
6.13. Resultados obtenidos empleando SWMM	126

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 4.4.1. Resultados de regresión múltiple lineal efectuadas	45
Tabla 4.4.2: Pendientes y número de pozos.....	50
Tabla 4.4.3: Número de pozos defectuosos cuyo factor C1 es menor a 3.0....	50
Tabla 4.5.1: Valores de la velocidad en el tramo analizado	57
Tabla 4.5.2: Valores de niveles en el tramo analizado.....	58
Tabla 6.2.1. Contribución industrial de acuerdo a la complejidad del sistema .	79
Tabla 6.2.2. Contribución comercial.....	79
Tabla 6.2.3. Contribución institucional.....	79
Tabla 6.2.4. Coeficientes de escorrentía para áreas rurales.....	79
Tabla 6.2.5. Coeficientes de escorrentía para áreas urbanas.....	80
Tabla 6.2.6. Coeficientes de escorrentía para áreas combinadas	80
Tabla 6.2.7. Ecuaciones para definir el Tiempo del Flujo Superficial	80
Tabla 6.2.8. Tiempo de retorno de acuerdo al tipo de obra	81
Tabla 6.2.9. Valores máximos de “V” en función del material del conducto	81
Tabla 6.2.10. Profundidad mínima de conductos	81
Tabla 6.3.1. Estado del arte, investigaciones complementarias	84
Tabla 6.4.1. Información general del elemento catastrado	87
Tabla 6.4.2. Información de la ubicación del elemento catastrado	87
Tabla 6.4.3. Descripción de la información de los elementos catastrados.....	87
Tabla 6.4.4. Información de datos adicionales al elemento catastrado.....	89
Tabla 6.4.5. Información catastral de los pozos de revisión.....	90
Tabla 6.4.6. Información catastral de rejillas y sumideros.....	90

Tabla 6.4.7. Datos geométricos y materiales de conductos catastrados.....	91
Tabla 6.5.1: Parámetros básicos para el caudal sanitario.....	93
Tabla 6.5.2: Valores recomendados para el coeficiente “c”	93
Tabla 6.5.3: Valores de infiltración	94
Tabla 6.5.4: Valores del coeficiente “n” de Manning	94
Tabla 6.6.1. Pozos discretizados y validados	95
Tabla 6.8.1. Pozos discretizados y validados	103
Tabla 6.9.1 Información de la MEH	104
Tabla 6.9.2 Cálculo del coeficiente K con ecuaciones encontradas en pozos “en buen estado”	105
Tabla 6.9.3. Cálculo del Coeficiente “K” con ecuaciones encontradas en pozos con defectos	107
Tabla 6.9.4. Comparación del Número de Froude vs. el Coeficiente “K”	111
Tabla 6.10.1. Resumen estadístico de la regresión múltiple a partir de pozos con defectos, diámetro 250 mm	112
Tabla 6.10.2. Resumen estadístico de la regresión múltiple a partir de pozos con defectos, diámetro 300 mm	113
Tabla 6.10.3. Resumen estadístico de la regresión múltiple a partir de pozos con defectos, diámetro 350 mm	114
Tabla 6.10.4. Resumen estadístico de la regresión múltiple a partir de pozos con defectos, diámetro 400 mm	115
Tabla 6.10.5. Resumen estadístico para pozos con defectos, verificados con fotografías	116
Tabla 6.10.6. Resumen estadístico para todos los pozos con deterioros	117

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico 4.4.1: Fr vs. I, todos los diámetros	49
Gráfico 4.4.2: Fr vs. I, D = 350 mm	49
Gráfico 4.4.3: C ₁ vs. I, todos los diámetros	51
Gráfico 4.4.4: C ₁ vs. I, D = 350 mm.....	51
Gráfico 4.4.5: C ₁ vs. I, D = 400 mm.....	52
Gráfico 4.5.1: Simulación del funcionamiento de un tramo de conductos	54
Gráfico 4.5.2: Cambio de pendiente y mejora de capacidad hidráulica.....	55
Gráfico 4.5.3: Capacidad de conducción.....	55
Gráfico 4.5.4: Mejora de la capacidad hidráulica.....	56
Gráfico 4.5.5: Gráfico de la velocidad para los diferentes conductos	57
Gráfico 4.5.6: Niveles de flujo en conductos	58
Gráfico 4.5.7: Mejora en el nivel de flujo por cambio de pendiente	59
Gráfico 6.11.1. Áreas de aportación	118
Gráfico 6.11.2. Datos Hidráulicos.....	119
Gráfico 6.11.3. Codificación de los elementos	120
Gráfico 6.11.4. Relación de velocidades en los tramos analizados.....	121
Gráfico 6.11.5. Caudales máximos y velocidades por sobre la norma establecida por la EPMAPS	122
Gráfico 6.11.6. Velocidades por sobre la norma establecida por la EPMAPS	123
Gráficos 6.12.1. Relaciones R _h /L vs Fr ² y R _h /L vs V.....	124
Gráficos 6.12.2. Relaciones Calado/L vs Fr ² y Calado/L vs V.....	125

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 3.1: Ubicación Zona 22, en el DMQ.	24
Ilustración 3.2: Microcuencas existentes en la zona 22.....	25
Ilustración 6.1. Secciones transversales típicas en redes de alcantarillado....	82
Ilustración 6.2. Secciones transversales típicas de estructuras de control	82
Ilustración 6.3. Tipo del elemento catastrado	88
Ilustración 6.4. Croquis de ubicación del elemento catastrado.....	89
Ilustración 6.5. Formulario a emplear en el catastro de la red de drenaje	92

Capítulo 1. INTRODUCCIÓN

1.1. ANTECEDENTES

En varios sectores de las ciudades andinas del Ecuador, las condiciones actuales de las redes de alcantarillado son críticas, debido al intenso desarrollo demográfico. Es así, que los horizontes de este tipo de diseño de obras hidráulicas (25 – 30 años) se quedan cortos, al experimentar un crecimiento rápido. Dicho crecimiento urbanístico ha obligado a tomar decisiones como el relleno de los cursos naturales, lo que ocasiona alteraciones o incluso la anulación en la capacidad de transporte de flujos y genera una sobrecarga en las redes de drenaje. Además, las fuertes pendientes que caracterizan a las laderas y estribaciones de la Cordillera de los Andes originan la presencia de flujo supercrítico en las redes de alcantarillado combinado (aguas residuales y aguas lluvias).

Los problemas de hundimientos, deslizamientos de masa y fallas estructurales en todo tipo de infraestructura urbana, muy en especial en vías principales y secundarias son recurrentes, debido al colapso de redes y sistemas de alcantarillado. Esta realidad se agrava por una casi nula colaboración o prevención de riesgos por parte de los habitantes y una menor y lenta respuesta de las instituciones y autoridades locales. Es imprescindible, por lo tanto, conocer cabalmente la situación actual de los sistemas de drenaje y contar con herramientas para pronosticar el comportamiento de los flujos. De esta manera, es posible minimizar los riesgos y precautelar la vida, así como los recursos económicos.

Las herramientas disponibles en la ingeniería civil permiten levantar la información existente, tanto en lo urbanístico y demografía social cuanto en el estado de las redes de infraestructura básica, para determinar sus condiciones actuales y posibles zonas de riesgo.

A partir de la información catastral, se pueden desarrollar matrices con variables hidráulicas para el análisis técnico, estadístico y toma de decisiones. A su vez, estas matrices hidráulicas sirven como insumo para el establecimiento de índices y modelos matemáticos predictivos frente a posibles anomalías en los sistemas. Entre estos modelos se incluyen técnicas estadísticas, estocásticas, determinísticas y operacionales. Las técnicas estadísticas agrupan modelos de regresión, los cuales son eficientes puesto que las variables predictivas se definen de acuerdo a las condiciones del entorno, por ejemplo, la influencia de la pendiente o la velocidad del flujo.

En conjunto, la información catastral, proveniente de las redes de alcantarillado, junto con el manejo de estos datos para la preparación de la matriz de evaluación hidráulica, el empleo de los modelos hidráulicos propios del área de estudio y los matemáticos y estadísticos predictivos, constituyen valiosas herramientas para la toma de decisiones gerenciales, a nivel de las instituciones locales. A partir de un protocolo de decisión, se pueden minimizar afectaciones en la infraestructura básica de las redes de drenaje, especialmente en zonas de riesgo.

1.2. OBJETIVOS

1.2.1. OBJETIVO GENERAL

Demostrar que con la disposición de la información física (catastros) de la red de alcantarillado combinado y el manejo de los datos para la elaboración de la matriz de evaluación hidráulica en la zona urbana de cualquiera de las ciudades andinas, es posible determinar índices de la capacidad hidráulica de los ductos para encontrar posibles zonas de riesgo y prever que el mal funcionamiento de dichas redes afecte todo tipo de infraestructura existente en el entorno.

1.2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Revisar información bibliográfica y obtener datos de campo acerca de problemas de las redes de alcantarillado en zonas andinas y sus posibles soluciones.
- Definir los parámetros hidrológicos e hidráulicos que intervienen en el análisis de redes de alcantarillado combinado, dentro de las condicionantes características de las ciudades andinas.
- Conceptualizar una metodología adecuada de trabajo aplicable a este tipo de sistemas para conocer si en el futuro podrían presentar inconvenientes en las ciudades andinas.
- Establecer las variables típicas que permitan determinar las eventuales zonas de riesgo por funcionamiento inadecuado del sistema de alcantarillado combinado.
- Conocer de manera técnica las condiciones actuales de funcionamiento de las redes de alcantarillado combinado con el objeto de prevenir situaciones poco deseadas en el área de influencia.
- Disponer de información gráfica, fácilmente comprensible, de las zonas donde se pueden presentar situaciones no deseadas debidas al mal funcionamiento de los sistemas estudiados.

1.3. JUSTIFICACIÓN

1.3.1. JUSTIFICACIÓN TEÓRICA

Las redes de alcantarillado son componentes estructurales esenciales en las ciudades andinas. Además de brindar el servicio de recolección y conducción de aguas residuales y aguas lluvias, demandan una inversión intensiva por parte de los gobiernos locales (Sierra, 2009). Las redes de drenaje sufren deterioro, el mismo que puede clasificarse en cuatro categorías: físico, relacionado a los elementos de las redes; medioambiental, según las condiciones circundantes; operacional, de acuerdo a las actividades de mantenimiento; y constructivo, que tiene que ver con la forma en que las redes de drenaje fueron establecidas. Además, el deterioro puede agravarse en zonas densamente pobladas y con

condiciones topográficas complejas, incluidas pendientes fuertes, tal como ocurre en las ciudades andinas (Ana & Bauwens, 2010).

La respuesta frente al deterioro de las redes de alcantarillado es reactiva, es decir, las tuberías son reparadas una vez que han colapsado. Este enfoque es poco sustentable, puesto que demanda un gasto oneroso de recursos humanos, materiales y financieros (Momparrer & Andrés-Doménech, 2008). En contraste, la tendencia en algunos países desarrollados es manejar modelos predictivos, para identificar zonas de riesgo, en las cuales las reparaciones en los sistemas de drenaje sean preventivas. Los modelos predictivos permiten valorar, mediante índices, el estado de los sistemas de drenaje bajo condiciones reales de trabajo (Khan, Zayed, & Moselhi, 2010).

1.3.2. JUSTIFICACIÓN METODOLÓGICA

La Empresa Pública Metropolitana de Agua Potable y Saneamiento, EPMAPS, en su normativa, capítulo VI, establece que el mantenimiento de redes de alcantarillado se debe basar en la identificación de problemas potenciales y en la inspección física de los sistemas (EMAAP-Q, 2009).

El estudio de las redes de alcantarillado se debe sustentar en información existente, mediante el levantamiento de fichas catastrales, que incluyan el estado y tipo de pozos y tuberías, el diámetro, la profundidad, el material de construcción, la ubicación, la dirección de flujo, las cotas topográficas y la antigüedad (García K. , 2015). El conocimiento preciso y certero de la red por parte del personal de operación y mantenimiento es fundamental para la toma de decisiones (Vaca & Vásquez, 2016).

En el presente trabajo se presta atención a las redes subterráneas y su estado físico, para analizar el comportamiento de todo el sistema y determinar posibles zonas de riesgo.

(Ana & Bauwens, 2010) sugieren que la mejor manera para predecir el deterioro de las redes de drenaje, a partir de datos reales, es a través de modelos matemáticos,

basados en ecuaciones y regresiones lineales. La ventaja de estos modelos radica en la aproximación con las condiciones reales de las redes, mientras que la desventaja principal reside en contar con suficientes datos para generar ecuaciones confiables.

1.3.3. JUSTIFICACIÓN PRÁCTICA

El crecimiento urbanístico en diferentes laderas de la cordillera de los Andes, sin una planificación adecuada, ha ocasionado serias afectaciones estructurales como hundimientos de carreteras, aluviones, inundaciones y disminución de la calidad de las fuentes de agua superficiales (Hernández & Rascón, 2013). Esta realidad hace imprescindible desarrollar herramientas técnicas, de dirección gerencial, a nivel de las instituciones locales, que velen por la seguridad del ser humano y de los bienes materiales y estructurales.

En el presente proyecto se plantea la conjugación de herramientas de análisis de datos catastrales, junto con criterios hidráulicos y modelos de predicción de anomalías en las redes de alcantarillado, con el objetivo de contar con información para la toma de decisiones adecuadas y oportunas respecto a situaciones de riesgo. (Periódico La Hora, 2019), (Trujillo, 2019).

En este estudio, el caso de aplicación se remite a la microcuenca José María Alemán, localizada en el sector de Solanda, perteneciente al Distrito Metropolitano de Quito. Cabe recalcar, que las herramientas descritas en este trabajo podrían implementarse en cualquier ciudad andina, para la prevención de riesgos y, por ende, mejor uso de los recursos económicos.

Capítulo 2. BASE TEÓRICA Y ESTADO DEL ARTE

2.1. DEFINICIONES BÁSICAS

Todos los conceptos expuestos y empleados se basan en la normativa que se aplica en la República del Ecuador. En el Anexo 6.1 se listan las principales leyes y normas que definen todos los parámetros a ser empleados.

2.1.1. HIPÓTESIS BÁSICAS

El agua, en todas las estructuras detectadas como defectuosas, ocasiona problemas de estabilidad, los que se evitarían con un diseño adecuado a las condiciones desfavorables que permita disipar de manera efectiva la energía, logrando que el flujo efluente sea estable y su distribución de velocidades uniforme.

Al realizar los diseños de las redes de drenaje con flujo a gravedad se realizan las hipótesis básicas conocidas, a saber (Haro P., 2010):

El agua es homogénea (sus partículas son muy parecidas) e incompresible (no hay cambios en su densidad).

El flujo es estacionario: la presión en todos los puntos de la masa del fluido, no cambia en el tiempo; y con esta asunción no se consideran todos los inconvenientes del flujo pulsatorio.

En el problema intervienen solamente las fuerzas de gravedad y de presión. El resto de las fuerzas son despreciables (efectos de viscosidad, tensión superficial, capilaridad, fuerzas elásticas).

Las secciones de control del flujo se deben ubicar donde pueda ser asumida una distribución hidrostática de presiones, esto es, sin curvatura.

Con estas hipótesis se resuelven los problemas presentados empleando las ecuaciones de continuidad o de conservación de masa, la ecuación de energía o de conservación de la energía, la ecuación del impulso o el principio de conservación de la cantidad de movimiento (Haro P., 2006).

En el caso de ciudades andinas donde las pendientes son fuertes, existen restricciones que deben tomarse en cuenta:

La sección de control debe corresponder a una sección de flujo rectilíneo paralelo: para que la distribución de presiones sea considerada de manera similar a la distribución triangular a 45° , como se conoce en la base de hidrostática.

La pendiente del canal es menor a 15%, o el ángulo de inclinación θ menor a 8.5° , con el objeto que la profundidad del flujo que se mide en el eje normal al plano inclinado del fondo considera que el $\cos \theta$ es aproximadamente igual a 1.0

Para el diseño de estructuras de control es necesario considerar variables de tipo hidráulicas y sanitarias como son: el caudal a considerar, el régimen en el flujo de aproximación del conducto, la forma de entrega del caudal aguas abajo; la operación y mantenimiento de las estructuras, la autolimpieza de las redes de drenaje, la aeración del flujo. También es necesario considerar parámetros

estructurales como son la estabilidad general de la misma, punzonamiento, comprensiones laterales, fenómenos de abrasión, consecuencias de vibración. Y por fin, los condicionamientos económicos: costos, materiales, tecnología de construcción, facilidades de mantenimiento.

2.1.2. DEFINICIONES

2.1.2.1. Contribución de aguas residuales

El aporte de aguas residuales tiene origen doméstico, industrial, comercial e institucional. Estos aportes deben estar sustentados en referencias históricas de consumo, mediciones periódicas y/o evaluaciones que sean regulares en el tiempo. El cálculo de caudales que se describe a continuación, debe realizarse al inicio y final de la operación del sistema (EMAAP-Q, 2009).

El caudal aportado por las aguas residuales domésticas (Q_d), se define mediante la ecuación 2.1, de acuerdo a la normativa (EMAAP-Q, 2009):

$$Q_d = \frac{CDAR}{86400} \quad (2.1)$$

Donde:

C : dotación de agua potable por habitante

D : densidad de la población futura

A : área de residencia urbana a considerar como drenaje sanitario

R : coeficiente de retorno del caudal considerado para consumo de agua potable

El aporte de los caudales de aguas industriales (Q_i), comerciales (Q_c) e institucionales $Q_{(IN)}$ se detalla en el Anexo 6.2, Tablas 7.2.1, 7.2.2 y 7.2.3. Si las contribuciones por industrias, comercios y/o instituciones son marginales, entonces sus aportes pueden ser considerados como un porcentaje de los caudales

domésticos (EMAAP-Q, 2009). El caudal medio diario de aguas residuales $Q_{(mD)}$ es la suma de todos los aportes mencionados anteriormente, de acuerdo a la ecuación 2.2:

$$Q_{mD} = Q_d + Q_i + Q_c + Q_{IN} \quad (2.2)$$

2.1.2.2. Contribución de aguas pluviales

A la red pluvial de drenaje se la puede dividir, conceptualmente, en dos grandes grupos: macrodrenaje y microdrenaje. La red de macrodrenaje comprende conductos de grandes dimensiones, cursos de agua naturales, obras de retención y/o detención. Esta división, a su vez, puede clasificarse en cauces permanentes naturales con sus obras anexas: de control de crecidas, rectificaciones, estructuras especiales y de control de sedimentos; y en colectores principales, también con sus obras anexas: conductos, obras de almacenamiento y estructuras especiales. La red de microdrenaje está constituida por conductos y obras como colectores, sumideros, obras de almacenamiento, drenaje superficial, canaletas, cunetas, entre otras (EMAAP-Q, 2009).

La base del diseño hidrológico es el estudio de las lluvias que a su vez se basa en probabilidades, es decir, en la predicción de fenómenos naturales aleatorios. La magnitud o intensidad de una lluvia se relaciona con la probabilidad de ocurrencia, expresada en su frecuencia relativa histórica, o en su recurrencia en un período de tiempo considerado. Para el cálculo de la magnitud de una precipitación existen fórmulas empíricas y modelos probabilísticos (EMAAP-Q, 2009).

2.1.2.3. Área de drenaje

Es el área geográfica definida por los límites de aporte de la escorrentía superficial al recibir una precipitación pluvial. Estas áreas de drenaje de una zona, a su vez, deben dividirse en subáreas (subcuencas) que tengan características hidrológicas y geomorfológicas de similar comportamiento, con el fin que los métodos de cálculo y diseño (hidráulico e hidrológico) sean coherentes (EMAAP-Q, 2009).

2.1.2.4. Curvas de intensidad, duración y frecuencia

Debido a que las lluvias varían tanto en el espacio como en el tiempo, se debe realizar un ajuste al cálculo realizado mediante las curvas de intensidad, duración y frecuencia (i-d-f), en función de los conceptos de ubicación, distribución y atenuación.

2.1.2.5. Coeficiente de escorrentía: permeabilidad de las áreas

La escorrentía o permeabilidad se cuantifica mediante el método racional, que reúne los siguientes criterios (Monsalve, 1995):

- El período de retorno de la descarga pico es el mismo que el de la intensidad de la tormenta.
- La tormenta es uniforme en el espacio de la cuenca analizada.
- La duración de la tormenta es igual al tiempo de concentración para el drenaje del área.
- El coeficiente de escorrentía pico C depende del período de retorno.
- El coeficiente C es independiente de la duración de la tormenta para una determinada cuenca.
- Debe, además, reflejar todos los cambios en las variaciones de infiltración, tipos de suelo y condiciones de humedad.

En una cuenca determinada, el caudal pico ocasionado por el escurrimiento superficial, se produce cuando toda la cuenca está aportando, por lo que este caudal debe ser proporcional al área y a la intensidad promedio de la lluvia. Este método dispone de una constante de proporcionalidad que refleja todas las características de la cuenca (EMAAP-Q, 2009). Su expresión se describe en la ecuación 2.3:

$$Q = \frac{CIA}{360} \quad (2.3)$$

Donde:

Q : caudal pico (m^3/s)

C : relación de la variación de la escorrentía pico con el valor promedio de la lluvia sobre el área, durante determinado tiempo

I : intensidad de la lluvia (mm/h)

A : área de contribución de la cuenca analizada (Ha)

El valor de C depende de la zona, urbana o rural. En el Anexo 6.2, Tablas 6.2.4, 6.2.5 y 6.2.6 se indican ciertos valores característicos para diferentes condiciones de vegetación, topografía y textura del suelo.

Se recomienda que para el empleo del método racional se siga un procedimiento que: (1) determine el área de contribución de la cuenca mediante el empleo de toda la cartografía disponible; (2) mediante el empleo de las tablas indicadas se “adopten” los valores correspondientes de C ; y (3) se “modifique” el valor de C , conforme el uso de cada componente del área, mediante la ecuación 2.4:

$$C_{comp} = \frac{A_1 \cdot C_1 + A_2 \cdot C_2 + \dots + A_n \cdot C_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} \quad (2.4)$$

Donde:

C_{comp} : coeficiente C compuesto

$A_{1,2,n}$: áreas de contribución de la cuenca analizada (Ha)

2.1.2.6. Tiempo de concentración

El tiempo de concentración es el tiempo de viaje de una gota de agua desde el punto más alejado hasta el punto de desagüe en la cuenca. El tiempo total de viaje es la suma del tiempo del flujo sobre la superficie más el tiempo de viaje por los ramales secundarios, más el tiempo de viaje por el cauce principal de la cuenca hasta llegar a determinado punto de control (Monsalve, 1995). En el Anexo 6.2, Tabla 6.2.7, se indican varias fórmulas empleadas para el cálculo del tiempo de flujo superficial.

2.1.2.7. Aportes de sedimentos

Cuando existe escurrimiento superficial, también se produce la integración de materiales granulares de diferente tamaño, a más de elementos aportantes externos al sistema de drenaje. Este transporte de materiales por el agua depende de las condiciones topográficas, de las características geomorfológicas, de los tipos de suelo, de la cobertura vegetal existente, de la erosividad de las cuencas aportantes. Debe ser analizado con el objeto de establecer si el sistema de drenaje es capaz de transportar todos estos sedimentos y evaluarse la auto limpieza de los conductos, la posibilidad de evacuar los lodos o de disponer de estructuras como desarenadores antes del ingreso a los colectores (EMAAP-Q, 2009).

2.1.2.8. Caudales de diseño

El caudal de diseño tiene que ver con el período de retorno T_r adoptado para dimensionar el sistema. Mientras el sistema es más extenso, el período de retorno t es mayor. Este criterio además tiene que ver (implícitamente) con la seguridad ofrecida, tanto a la población cuanto a los bienes materiales de la zona de influencia de los sistemas diseñados. El caudal de diseño pluvial se determina mediante la “tormenta de diseño” que es el evento crítico para el que deberá dimensionarse el sistema de alcantarillado urbano (EMAAP-Q, 2009).

2.1.2.9. Período de diseño

El período de diseño, asociado con el concepto de tiempo de retorno, tiene que ver intrínsecamente con el criterio de riesgo, al cual se asocian, a su vez, los conceptos de riesgo y vulnerabilidad. Se entiende que el riesgo es la probabilidad que el sistema falle y que la vulnerabilidad tiene que ver con el valor esperado de las pérdidas asociadas a una falla. Cuando se diseña un sistema de drenaje se debe considerar los aspectos de costo y seguridad (Tucci, 2000). Existen criterios que definen el tiempo de retorno, los que se indican en el Anexo 6.2, Tabla 6.2.8.

El período de diseño debe ajustarse al marco de un plan maestro de drenaje urbano que establezca el orden y la secuencia de todo lo requerido y de preferencia con un horizonte no menor a 10 años. Cualquier plan maestro de drenaje urbano debe ser flexible, con el objeto de permitir su actualización en períodos más cortos de tiempo. Para los sistemas de alcantarillado combinado, se adopta como tiempo de retorno el valor de 30 años (aunque este valor depende de la magnitud de la población a servir y de los inconvenientes a solucionar) (EMAAP-Q, 2009).

2.1.2.10. Determinación de la población

Para el cálculo del componente de alcantarillado residual o sanitario, el cálculo de la población que corresponde al final del periodo de diseño es fundamental. (EMAAP-Q, 2009). Pero no solamente se debe conocer el dato de la población proyectada, sino que además es imprescindible conocer el uso de suelo, el tipo de consumidor a atender, la distribución espacial de la población y su demanda. Estos aspectos deben estar acorde a los planes de desarrollo urbanísticos de los gobiernos locales, a los de ordenamiento territorial, a los usos del suelo y las densidades máximas de población para cada uno de estos usos. La población puede proyectarse con base en datos obtenidos mediante los censos de población y/o censos de vivienda (SENAGUA, 1992).

2.1.2.11. Diámetros mínimos

Cuando se habla solamente de redes de alcantarillado sanitario, el diámetro mínimo es de 160 mm, excepto cuando se pretende evacuar aguas residuales provenientes de 10 viviendas o más, para lo que se considera un diámetro mínimo de 200 mm. En el caso que solamente se trate de alcantarillado pluvial, el diámetro mínimo es de 250 mm (SENAGUA, 1992). Con el objeto de evitar que los colectores se obstruyan por agentes externos diferentes al caudal de escorrentía, se establece que el diámetro mínimo será de 300 mm (EMAAP-Q, 2009). Este valor también tiene que ver con la experiencia de lo que realmente sucede en las redes de alcantarillado combinado en las ciudades andinas (Hidrobo, 2009).

2.1.2.12. Velocidades mínimas y máximas

Para el caso de sistema de alcantarillado residual, la velocidad mínima es de 0,45 m/s con el objeto de evitar depositación de sólidos durante los períodos de caudales mínimos (SENAGUA, 1992). En consideración del caudal mínimo, y en referencia al alcantarillado pluvial y su altura correspondiente a tubería parcialmente llena, la velocidad mínima permisible es de 0,75 m/s. Esta altura debe tener un valor mínimo de 1,0 cm en el caso de fuertes pendientes y de 0,5 cm para casos con pendientes “normales”. Esto con el fin de evitar las depositación y azolves que provoquen taponamientos en los conductos. Para el control de la velocidad máxima, se debe considerar el tipo del material del conducto, con el objeto de evitar procesos erosivos, o su sensibilidad a la abrasión. Se analiza el caudal máximo extraordinario y la altura trabajando el conducto parcialmente lleno o a sección llena (EMAAP-Q, 2009). En el Anexo 6.2, Tabla 6.2.9 se listan valores recomendados de velocidad máxima en función del material de las tuberías.

2.1.2.13. El esfuerzo cortante

Las condiciones de auto-limpieza de los tramos de conductos, tienen que ver con el criterio del esfuerzo cortante medio. Este valor debe ser mayor o igual a 1,0 N/m² para el caudal mínimo de auto-limpieza (EMAAP-Q, 2009). Si por las condiciones de la topografía del lugar no es posible alcanzar la velocidad mínima, entonces se tiene que verificar que el esfuerzo cortante medio sea mayor que 1,2 N/m² (EMAAP-Q, 2009). El esfuerzo cortante medio se calcula mediante la ecuación 2.5:

$$\tau = \gamma RS \quad (2.5)$$

Donde:

τ : esfuerzo cortante medio (N/m²)

γ : peso específico del agua (kg/m³)

R : radio hidráulico (m)

S : pendiente del tramo analizado

2.1.2.14. Pendientes mínimas y máximas

El valor de la pendiente mínima tiene que ver con las condiciones de auto-limpieza y de control de gases. Se debe diseñar de manera que no se produzcan azolves que provoquen la reducción de la capacidad hidráulica del conducto con el consecuente aumento en las labores de mantenimiento. El valor de la pendiente máxima será aquella que no permita superar la velocidad máxima (EMAAP-Q, 2009).

2.1.2.15. Profundidad hidráulica máxima

Con el objeto de permitir una aireación adecuada de todo el conducto, el valor permitido para la profundidad hidráulica cuando se trata del caudal de diseño en un conducto está en el orden del 70 al 80% del diámetro real (EMAAP-Q, 2009).

2.1.2.16. Altura máxima y mínima respecto de la cota clave del tubo

La máxima profundidad a la que se asienta la tubería está en el orden de 5 m (EMAAP-Q, 2009) aunque si es mayor, debe justificarse con requerimientos geotécnicos de la cimentación y estructurales de los materiales. La profundidad mínima debe permitir el drenaje por gravedad. La altura no debe ser menor a la que se indica en el Anexo 6.2, Tabla 6.2.10.

2.1.2.17. Determinación de secciones transversales típicas en redes de Alcantarillado

Dentro de las consideraciones a tomar en cuenta en el diseño y construcción de las redes de alcantarillado se encuentran (EMAAP-Q, 2009):

- Cumplir con el marco teórico (normativa) establecido para este tipo de sistemas.
- Ser de alta calidad en cuanto se refiere a sus materiales y a sus procesos constructivos.
- Ser eficientes en el desempeño práctico para el que fueron diseñadas.
- Mantener un alto grado de seguridad física.
- Ser durables en el tiempo.

- Conocer cabalmente de su desempeño respecto del caudal a conducir, es decir presentar un funcionamiento seguro y adecuado.
- Brindar facilidades en su construcción.
- Representar sustentabilidad económica, de tal manera que los beneficios obtenidos sean mayores a los costos invertidos.

Con esto, las principales secciones que se tienen en un sistema de alcantarillado típico son las que se indican en las ilustraciones 6.1 y 6.2 del Anexo 6.2.

2.2. PARÁMETROS REQUERIDOS EN EL LEVANTAMIENTO CATASTRAL DE LA RED DE ALCANTARILLADO

El levantamiento catastral de la red de alcantarillado debe cumplir con una normativa secuencial, ordenada y única, con el objeto que los datos obtenidos reflejen el real comportamiento de flujo en el interior de los conductos. Se establece un formulario “tipo” que está constituido por varias secciones que son las que definen cada uno de los elementos catastrados.

Se requiere definir:

- La ubicación del elemento levantado, mediante un croquis.
- La disponibilidad de fotografías.
- El tipo de pozo y su sección, conforme la normativa establecida: precisando la información de las características principales de las redes: secundarias, principales, colectoras, etc.
- La ubicación exacta de sumideros.

A estos elementos se los debe codificar con la nomenclatura establecida con anterioridad, la que se define en el capítulo 3 del desarrollo del presente trabajo y a medida que se definen los diferentes componentes del catastro físico de las redes de alcantarillado.

2.3. LA HERRAMIENTA DE LA REGRESIÓN MÚLTIPLE

Debido a la gran cantidad de datos disponibles, como una alternativa válida para un adecuado entendimiento del comportamiento del flujo en las tuberías, se plantea la utilización de las herramientas que proporciona la Estadística: una de ellas es la regresión lineal múltiple.

El empleo de la herramienta de la regresión múltiple lineal es muy amplio en todos los campos de la ciencia y la investigación. De hecho en la ingeniería civil se la utiliza en áreas de la hidráulica de ríos donde es necesario la simulación de la escorrentía fluvial global con un modelo hidrológico global (Simon N. Gosling, 2011); o en riego para la determinación de la humedad del suelo: (García G. &., 2016); o en la hidrología: para determinar los niveles de las crecidas máximas y dimensionar las obras necesarias de protección (CAMPOS-ARANDA, 2011), o para predecir el comportamiento del cambio climático y su impacto en el diseño hidrológico y administración de los sistemas hídricos (Ramesh S.V., 2010). En todas estas áreas se requiere explicar los motivos de la ocurrencia de los diferentes fenómenos que se repiten en su propio entorno por lo que en el presente trabajo, se busca interpretar las causas de las fallas recurrentes de las estructuras de control en las redes de drenaje del sector de la ciudad analizado.

En la regresión lineal múltiple se utiliza más de una variable explicativa; lo que permite utilizar más información en la construcción de cualquier modelo y realizar

estimaciones y predicciones más precisas. Al tener más de una variable explicativa surgen algunas diferencias con el modelo de regresión lineal simple. (Abuin, 2007)

La pregunta básica de cualquier modelo es: de un vasto conjunto de variables explicativas: x_1, x_2, \dots, x_k , cuáles son las que más influyen en la variable "Y". Al igual que en regresión lineal simple, los valores de la variable "Y" han sido generados por una combinación lineal de los valores de una o más variables explicativas y un término aleatorio. Los coeficientes son elegidos de forma que la suma de cuadrados entre los valores observados y los pronosticados sea mínima. Esta suma es la base de todo el análisis desarrollado (Abuin, 2007).

$$Y = b_0 + b_1 x_1 + b_2 x_2 + \dots + b_k x_k + u \quad (2.6)$$

Una ecuación como la presentada recibe el nombre de hiperplano, pues cuando se tienen dos variables explicativas, en vez de recta de regresión se tiene un plano: Con tres variables explicativas se tiene un espacio de tres dimensiones, y así sucesivamente. En la práctica se debe elegir cuidadosamente qué variables se consideran como explicativas. Algunos criterios que deben cumplir serán los siguientes:

- Tener sentido numérico.
- No deberá de haber variables repetidas o redundantes.
- Las variables introducidas en el modelo deberán de tener una cierta justificación teórica.

- La relación entre variables explicativas en el modelo y casos debe de ser como mínimo de 1 a 10.
- La relación de las variables explicativas con la variable dependiente debe de ser lineal, es decir, proporcional. (Abuin, 2007).

2.4. ESTADO DEL ARTE

El deterioro de las redes de drenaje es un proceso complejo, afectado por varios factores. Varios autores han clasificado el deterioro de las redes en 4 categorías: físico, medio ambiental, operacional y constructivo (Ariaratman, 2001; Davies, 2001; Bauer, 2002).

Con el objeto de realizar una adecuada evaluación del comportamiento de los tramos en redes de alcantarillado, algunos estudios indican que el estado estructural e hidráulico de las redes debe ser categorizado en: (1) Estructural: valoración de grietas, estado de las juntas, estado físico de las redes y problemas de las uniones; (2) Hidráulica: conexiones de las descargas de sumideros, capacidad de conducción, presencia de incrustaciones, comportamiento de sedimentos y existencia de raíces en los conductos; (3) Edad de la tubería y (4) Material de los elementos de las redes. En las redes de drenaje se producen diferentes deterioros y daños los que son evaluados mediante parámetros físicos, así como las condiciones donde se encuentran colocadas. (Fornaguera & Vega, 2008; Khan, Zayed, & Moselhi, 2010). Davies (2001) manifiesta que la exactitud y la cantidad de datos dentro de estas categorías es fundamental en el desarrollo de los modelos de deterioro de las tuberías.

Las investigaciones respecto de las condiciones de las tuberías han sido estudiadas por Chae (2003) y Muller (2007), quienes reportan que gran parte de la consecución de datos se realiza mediante el empleo de observaciones a través de circuitos cerrados de televisión, los que a su vez ocasionan una serie de errores basados en las condiciones propias de falta de luz en los ductos, además del criterio personal de quien realiza dichas evaluaciones (Chae, 2003; Muller, 2007).

Se han realizado varios estudios de las probabilidades de mal funcionamiento con relación a las características físicas de las tuberías, así como a la edad de las mismas. Los comportamientos de las redes de drenaje mediante la aplicación de redes neuronales que integran variables propias de las redes: diámetro de las tuberías, altura de relleno o cobertura, material del lecho donde se asienta la tubería, tipo de material, longitud de los tramos, edad y valoraciones realizadas mediante observaciones de circuitos cerrados de televisión. Este estudio demostró que los atributos de los materiales tienen la mayor influencia en el comportamiento de las redes, seguido por las características geométricas y físicas de los conductos. (Khan, Zayed, & Moselhi, 2010). En este estudio se seleccionó el diámetro, la longitud y la altura de relleno sobre la tubería (pendiente del tramo) como variables para el análisis de deterioro de las redes de alcantarillado. Ana & Bauwens (2010) plantearon modelos estadísticos para pronosticar el deterioro de las redes de drenaje, mediante regresiones logísticas. Estas herramientas permiten relacionar entre un resultado de tipo binario (bueno – malo) y un número de variables independientes o predecesoras. El tipo de suelo de cimentación, la edad de la tubería y el material de la misma son variables que se han considerado en este estudio.

Yang (2004) clasificó los modelos de deterioro de redes de drenaje urbano en 3 categorías: modelos físicos, modelos que se basan en inteligencia artificial, y modelos estadísticos (Yang, 2004).

Existen investigaciones que discretizan los resultados mediante varias técnicas de modelación numérica y probabilística, y que relacionan todas las variables independientes con una dependiente de tipo “binaria”, la que se basa en un análisis visual de las tuberías, mediante inspecciones televisadas del interior de las tuberías de drenaje (Ana & Bauwens, 2010; Khan, Zayed, & Moselhi, 2010).

Hernández, Obregón & Torres (2016) señalan que los resultados obtenidos a partir de la aplicación de conceptos tales como entropía e información mutua, muestran que la categoría estructural es independiente del tipo de tubería, del tipo de material de la tubería y del tipo de superficie que pasa sobre la misma, ya que presentan valores elevados de entropía conjunta, lo que implica un alto grado de incertidumbre en sus relaciones (Hernández Rodríguez, Obregón Neira, & Torres, 2016).

A más de las experiencias técnica de evaluación de redes de alcantarillado, Vidal, Burgos & Zevallos (2018) sostienen que la participación de las poblaciones es fundamental durante el tiempo de vida útil de los sistemas (Vidal, Burgos, & Zevallos, 2018).

De los parámetros que permitan una valoración de las redes de drenaje, aún queda mucho por investigar en el Ecuador, y en particular en las ciudades de la serranía. Algunos trabajos adicionales se presentan en el Anexo 6.3.

Capítulo 3. METODOLOGÍA

3.1. OBTENCIÓN DE DATOS GEOMÉTRICOS Y DE CAMPO: REALIZACIÓN DEL CATASTRO FÍSICO DE LAS REDES DE ALCANTARILLADO

3.1.1. MANEJO DE LA INFORMACIÓN OBTENIDA: ORDENAMIENTO Y SECUENCIA DE DATOS

El levantamiento de datos se realizó en la zona 22 del Distrito Metropolitano de Quito, ubicada en el sector sur occidental de la ciudad. En las 19 microcuencas estudiadas, se encontraron 2023 pozos o estructuras de revisión.

Se siguió el siguiente protocolo para la obtención y ordenamiento de los datos de campo:

- a) Localización del conducto dentro de la microcuenca estudiada: el levantamiento de datos siguió una secuencia lógica y ordenada, a lo largo del sistema de drenaje, bajo el criterio de acumulación de caudales.
- b) Sistematización de los datos. La siguiente información se incluyó en cada formulario catastral:
 - Características generales de los conductos: ubicación, constitución física y propiedades geométricas.
 - Topografía de los tramos entre dos pozos de revisión consecutivos.

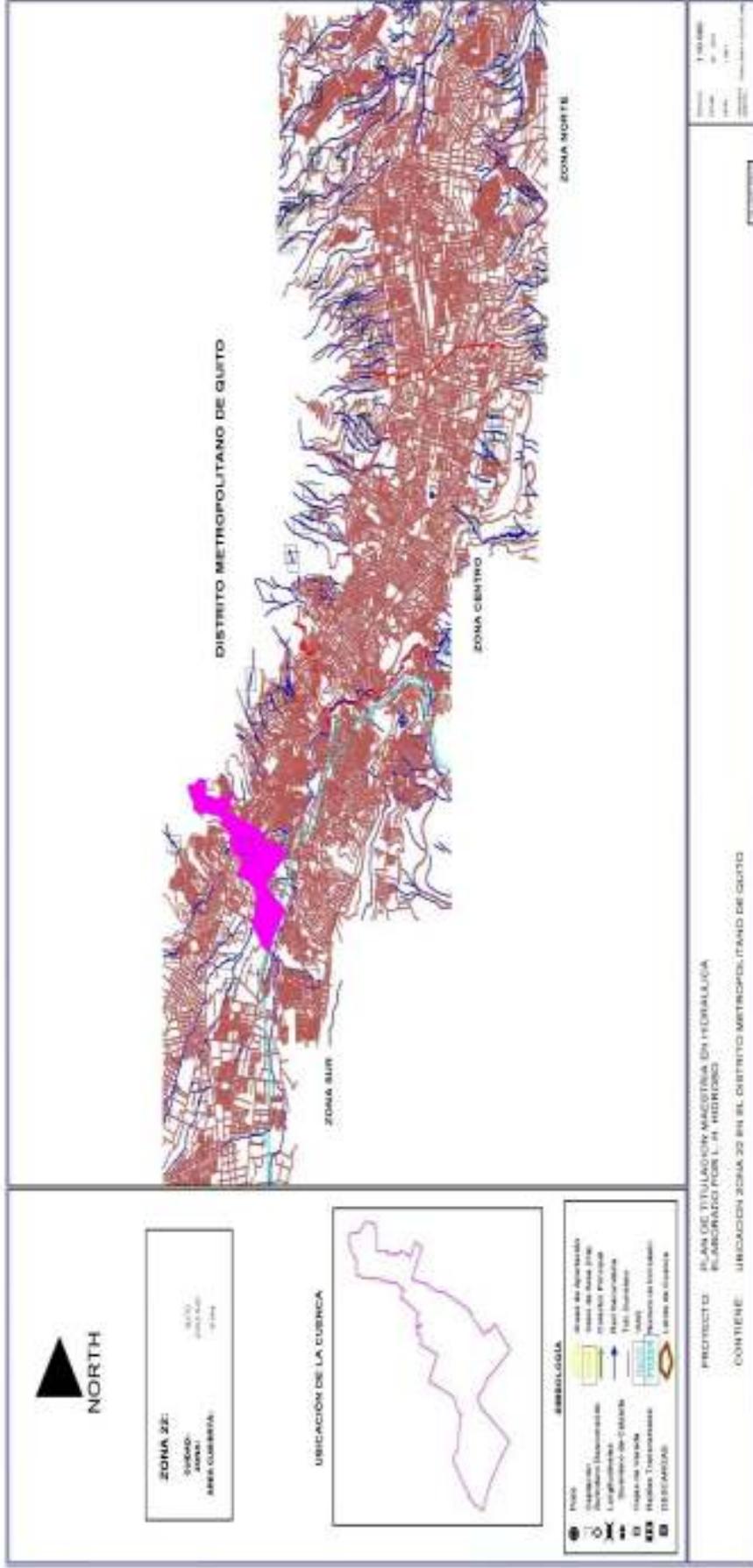
- Pozos de revisión: numeración secuencial, profundidad, material y estado de la tapa y de la estructura principal, estado de los peldaños de apoyo, diámetro de colectores y tuberías que llegan y salen.
- Colectores y tuberías: longitud de tramos (medida desde el centro de cada pozo consecutivo), pendiente del tramo, dirección del flujo, sección transversal del conducto.
- Sumideros y rejillas: tipo (vereda o calzada), material, estado físico, pozo al cual descargan, longitud del sumidero al pozo de revisión, rasante del sumidero.
- Captaciones y descargas
- Croquis de ubicación
- Datos geográficos obtenidos del levantamiento topográfico, tanto en los sistemas WGS84 y el requerido en la ciudad de Quito, PSAD56
- Fotografías de cada elemento registrado

En el Anexo 6.4 se describen de manera específica cada uno de los componentes de las fichas catastrales y desde la Tabla 6.4.1 hasta la 6.4.7 se detalla la información necesaria a ser levantada. Las ilustraciones 6.3 y 6.4 indican todas las secciones incluidas en las fichas catastrales y muestran los resultados esperados de cada uno de los elementos catastrados. Al final, la ilustración 6.5 recoge todos los componentes descritos y requeridos una vez que se ha completado la información necesaria.

Estos datos se emplearon en el desarrollo de la matriz de evaluación hidráulica, que a su vez sirvió de base para el análisis del funcionamiento hidráulico de la red de drenaje y predicción de posibles anomalías.

Se indica en las ilustraciones siguientes la ubicación de la Zona 22 en la ciudad de Quito, así como cada una de las microcuencas:

Ilustración 3.1: Ubicación Zona 22, en el DMQ.



Elaborado Por: L. H. Hidrobo

3.1.2. LA MATRIZ DE EVALUACIÓN HIDRÁULICA

3.1.2.1. CÁLCULO DE LOS VALORES DE CAUDAL SANITARIO

Los valores o parámetros básicos necesarios para el cálculo del caudal sanitario, se obtuvieron a partir de las normativas establecidas por las entidades encargadas del control y manejo, tanto de las redes de agua potable, cuanto de las de drenaje y alcantarillado (EMAAP-Q, 2009; SENAGUA, 1992). Estos valores se indican en el Anexo 6.5, a través de las tablas 6.5.1 y subsiguientes.

3.1.2.2. CÁLCULO DE LOS VALORES DEL CAUDAL PLUVIAL

Para el cálculo del caudal pluvial, se empleó la ecuación del método racional. El primer valor a estimar fue el coeficiente de escorrentía para cada sector evaluado. Los valores recomendados por la EPMAPS para este coeficiente se indican en el Anexo 6.5, Tabla 6.5.2.

Conforme el sector geográfico, se obtuvo el valor de la intensidad, a partir de las ecuaciones “frecuencia – intensidad”, provistas por las entidades rectoras del análisis del comportamiento pluvial (INAMHI, 2015). La intensidad para cada sector de la microcuenca se calculó de acuerdo a la ecuación 3.1 (EMAAP-Q, 2009):

$$I = \frac{74,7140 \times T^{0,0888}}{t^{1,6079}} \times [\ln(t + 3)]^{3,8202} \times (\ln T)^{0,1892} \quad (3.1)$$

Donde:

I: intensidad de lluvia (mm/hora)

T: tiempo de retorno de la lluvia más probable, coincide con el tiempo de diseño del proyecto de alcantarillado (años)

t: tiempo de concentración (min)

3.1.2.3. CÁLCULO DEL CAUDAL DE INFILTRACIÓN

Se incluyó el cálculo del caudal por infiltración, conexiones clandestinas, imperfecciones en la construcción y existencia del nivel freático. Su valor es función de la longitud del tramo evaluado (EMAAP-Q, 2009).

3.1.2.4. ANÁLISIS DE LAS CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE LOS ELEMENTOS DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO

El análisis de las características físicas de los elementos de la red de alcantarillado se realizó de acuerdo a las ilustraciones 6.1 y 6.2.

3.1.2.5. TIPOS DE SECCIÓN: DIÁMETRO, BASE, ALTURA, ÁREA TRANSVERSAL

Se definió el tipo de sección, de acuerdo a las formas geométricas que se indican en la ilustración 6.1, que son las más empleadas en la construcción de las redes de drenaje en la mayoría de ciudades andinas. Todas las formas presentadas han sido obtenidas y recopiladas por parte de la EPMAPS.

3.1.2.6. TIPO DE MATERIAL: DEFINICIÓN DEL COEFICIENTE DE MANNING

Mediante el coeficiente de Manning, se analizó el flujo uniforme que circula por las redes de drenaje, en función de la rugosidad del material. En el transcurso de vida útil de los sistemas de alcantarillado, el material sufre alteraciones; la tendencia es que cada vez sean más lisos (Chow, 1994). El cálculo del flujo, en función de la rugosidad del material obedece a la ecuación 3.2:

$$v = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times J^{1/2} \quad (3.2)$$

Donde:

v : velocidad media del flujo (m/s)

n : coeficiente que depende de la rugosidad del material

R : radio hidráulico (m)

J : pendiente del tramo

En la Tabla 6.5.4 se presentan los valores de “ n ” para varios tipos de materiales de los conductos (EMAAP-Q, 2009).

3.1.2.7. EL FLUJO REAL EN REDES DE DRENAJE

Dados los avances en la solución matemática de las ecuaciones que rigen el comportamiento del flujo real, y apoyados en los avances computacionales, se pueden comparar los resultados obtenidos para flujo uniforme con aquellos que se obtengan de la simulación del flujo, empleando las ecuaciones de Saint Venant, a través del empleo del paquete computacional SWMM, de libre disponibilidad. Las ecuaciones mencionadas resuelven el flujo transitorio considerando la conservación de masa y la cantidad de movimiento para un flujo gradualmente variado. La ecuación de Saint Venant, considera a más del flujo uniforme, la onda cinemática y la onda dinámica, y su expresión general es (Ecuación 3.3):

$$\frac{1}{g} \frac{\partial V}{\partial t} + \frac{\alpha V}{g} \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{\partial y}{\partial x} + I_e - I_0 = 0 \quad (3.3)$$

Donde cada uno de sus términos representa la aceleración local, la aceleración convectiva, el embalsamiento y el flujo uniforme, de la siguiente manera:

$$\frac{1}{g} \frac{\partial V}{\partial t} \text{ es la aceleración local} \quad (3.4)$$

$$\frac{\alpha V}{g} \frac{\partial V}{\partial x} \text{ es la aceleración convectiva} \quad (3.5)$$

$$\frac{\partial y}{\partial x} \text{ representa el embalsamiento} \quad (3.6)$$

$$I_e - I_0 \text{ describe el flujo uniforme} \quad (3.7)$$

3.1.3. CÁLCULO DE LOS PARÁMETROS HIDRÁULICOS

3.1.3.1. EL CALADO

Se calculó el calado o “profundidad del flujo”, que corresponde a la distancia desde el punto más bajo del conducto a la superficie libre del flujo. En cualquier sección transversal, el calado de un conducto es la profundidad, normal a la dirección del flujo.

3.1.3.2. EL ÁREA HIDRÁULICA

Se evaluó el “área mojada (A)”, que corresponde al área de la sección transversal del flujo, normal a la dirección del flujo.

3.1.3.3. EL PERÍMETRO MOJADO

Se determinó la longitud de la línea de intersección de la superficie mojada del canal con el plano de la sección transversal, normal a la dirección del flujo.

3.1.3.4. EL RADIO HIDRÁULICO

Se definió la relación entre el área mojada y el perímetro mojado en cada sección transversal del canal analizado.

3.1.3.5. REPRESENTACIÓN GRÁFICA DE LA INFORMACIÓN DE LA MATRIZ DE EVALUACIÓN HIDRÁULICA

Una vez que se ha realizado el levantamiento de todos los componentes de la red de drenaje de una determinada zona geográfica, se procede a la elaboración de la representación gráfica de la misma, que consiste en visualizar el estado de funcionamiento actual, a través de planos que consideren la siguiente información: áreas de aportación, datos hidráulicos calculados como se indican en los acápites anteriores, la codificación establecida de cada uno de los elementos de la red conforme lo establecido por la entidad municipal que controla, opera y mantiene la red de drenaje, la relación entre los valores de la velocidad cuando el flujo funciona al 80% de capacidad de su sección llena y la calculada para el caudal máximo probable, los tramos con velocidades que superan las normas recomendadas y vigentes y por fin, las velocidades y caudales máximos recomendados y establecidos en las normas vigentes,

3.1.4. EL FLUJO BAJO DIFERENTES CONDICIONES EN EL CONDUCTO: AL 80% DE LA SECCIÓN, A SECCIÓN LLENA Y EN CONDICIONES DE “MÁXIMO PROBABLE”

La principal condición para que se cumpla toda la teoría de flujo uniforme en los sistemas de drenaje es que el flujo sea a superficie libre (Chow, 1994). Esta condicionante implica que un diseño adecuado no permite el flujo a sección llena, aceptándose como práctica común que los valores de control en las secciones transversales deben estar en el orden del 70 al 80% de la sección “llena” (EMAAP-Q, 2009).

Con base en toda la información procesada en la Matriz de Evaluación Hidráulica y una vez que se determinan los parámetros de selección para escoger aquellas estructuras con inconvenientes, se procede a calificarlos o discretizarlos.

3.2. SELECCIÓN Y DISCRETIZACIÓN DE ESTRUCTURAS DE CONTROL

Mediante el parámetro de comparación $Q_{mp}/Q_{80\%}$ se determinaron aquellos cuyo valor es mayor a 1.00 y se los determina como “inconvenientes de subdimensionamiento”. Del estudio y revisión realizados, se encontró un total de 648 unidades, los que a su vez, mediante las fotografías obtenidas de su estado físico, fueron seleccionados y “discretizados” presentando las condiciones más defectuosas 476 pozos.

En el Anexo 6.6 se presenta el cuadro de asignación de posibles causas para el deterioro de una muestra de 38 pozos de revisión, mediante el análisis de las fotografías existentes de cada uno de ellos. Se aplican los criterios de “estado” de las fallas y los “factores” para las mismas, siguiendo la metodología propuesta por (Ana & Bauwens, 2010). En el primer grupo se diferencian los defectos iniciales

(agrietamiento por cargas verticales, malas cimentaciones o defectos constructivos) y el grado de deterioro (juntas o conexiones en las tuberías, erosión en las juntas y/o pobre calidad en los morteros y hormigones), en tanto que los factores se refieren a las condiciones físicas, influencia del medio ambiente, operacionales y de tipo constructivo.

3.2.1. POZOS SIN NOVEDAD

De los 2023 pozos analizados y revisados su información de campo obtenida, 1375 estructuras no presentan novedades o alteraciones que deban ser mencionadas y catalogadas de otra forma que no sea “sin novedad”. Estos pozos han sido descartados para cualquier tipo de análisis posterior.

3.2.2. POZOS DEFECTUOSOS

La condición de “defectuosos” se estableció para aquellos con “insuficiencia hidráulica” y que fueron seleccionados luego del análisis de los valores entregados por la matriz de evaluación hidráulica en lo que se refiere a la información de la comparación de los caudales obtenidos.

3.3. REGRESIÓN MÚLTIPLE LINEAL EN LOS POZOS DEFECTUOSOS

La “regresión lineal múltiple” es una herramienta estadística orientada a analizar, determinar o explicar el motivo por el cual ocurren los fenómenos o situaciones que se producen con cierta recurrencia (Abuin, 2007). A partir de los análisis que brinda esta herramienta es posible identificar cuáles son las variables independientes (predictoras o explicativas) que explican y tienen influencia sobre una variable dependiente (respuesta), lo que facilitará su predicción y posible comportamiento en el futuro.

En la regresión múltiple lineal se emplea más de una variable explicativa (independiente); con el objeto de obtener la ventaja de utilizar más información en la construcción del modelo matemático que explique el comportamiento de las mismas y realizar estimaciones más precisas.

3.3.1. EL COEFICIENTE K

Al analizar toda la información obtenida luego de los procesos de la recopilación de datos de campo, y tratándose de un problema a superficie libre, se busca la manera de expresar un coeficiente K como una combinación de las variables: diámetro de la tubería, longitud del tramo analizado, pendiente de dicho tramo, y la velocidad del flujo en el mismo.

Estas variables deben cumplir las características mencionadas en 2.3.

La disposición del gran volumen de datos en el presente trabajo, transformados en información a través de la matriz de evaluación hidráulica, y el objetivo general de demostrar que éstos posibilitan establecer coeficientes que definan el funcionamiento de los sistemas de alcantarillado, permite el planteamiento de

preguntas que satisfagan la investigación que se desarrolla, a través de una hipótesis estadística que es la base para ensayar dos posibles resultados: la “hipótesis nula” y la “hipótesis alterna”.

En este proceso de investigación estadístico se han seguido los siguientes pasos:

- Se planteó la hipótesis de investigación, como hipótesis nula: los exponentes de las variables independientes, en la ecuación resultante que describe el comportamiento de la red analizada, no tienen el valor de uno.
- Se seleccionó el tamaño de la muestra con todos los datos disponibles provenientes del catastro de la red física y manejados para obtener la matriz de evaluación hidráulica.
- El grado de confianza establecido es del 95%, por lo que el grado de incertidumbre (α) es del 5%.
- Realización del test estadístico y su interpretación. Se ha empleado la facilidad de las funciones estadísticas del paquete computacional Excel, siendo esta prueba el test F y el valor crítico de F, dentro de todo el análisis de la varianza (ASOVA, “análisis of variance”); y los resultados de la prueba “t – student”.

El investigador Ronald Fischer (Suarez, 2012) fue quien propuso el análisis de la varianza, mediante lo que se conoce como el valor F y que se lo calcula de la siguiente manera:

SS_B : varianza de los valores promedios de diversas muestras. Es calculada al determinar la suma de las desviaciones cuadradas: la sumatoria de la diferencia

entre el promedio de las muestras individuales menos el promedio total de los valores promedio dividido para el grado de libertad ($Fd = \text{número de grupos} - 1$).

MS_B es el promedio de la varianza y es la media cuadrada entre grupos:

$$MS_B = \frac{SS_B}{df_B} \quad (3.6)$$

La varianza de los datos dentro de cada grupo es calculada al determinar la suma de los cuadrados de las diferencias (SS_w) dividido para los grados de libertad (número de los datos en el grupo - 1). El grado de libertad para el cálculo de la regresión es el número de variables independientes consideradas en el análisis a realizarse. SS_w es la suma al cuadrado de las diferencias entre los valores individuales del grupo menos el valor promedio del grupo.

MS_w es la suma de los cuadrados de cada grupo y que puede ser promediado entre tres o más grupos. El promedio de la varianza de la media de los cuadrados:

$$MS_w = \frac{SS_w}{df_w} \quad (3.7)$$

El test F consiste en la relación entre la varianza de la media de las muestras y la varianza de los resultados alrededor de cada valor medio de las muestras:

$$F = \frac{MS_B}{MS_w} \quad (3.8)$$

Existen dos tipos de errores que se asocian con la decisión de aceptar o rechazar la hipótesis nula basado en un test estadístico: error tipo I y error tipo II.

Error tipo I: no se acepta la hipótesis nula H_0 , siendo verdadera.

Error tipo II: no se rechaza la hipótesis nula H_0 , siendo esta falsa.

Se dispone del siguiente cuadro para la toma de la decisión de aceptar o no la hipótesis nula y el tipo de error:

	H_0 es cierta	H_1 es cierta
Se escoge H_0	No hay error (verdadero positivo)	Error de tipo II (β o falso negativo)
Se escoge H_1	Error de tipo I (α o falso positivo)	No hay error (verdadero negativo)

Se ha adoptado que toda la información será analizada bajo la definición del error tipo I, el que indica el grado de incertidumbre cuando se estima un parámetro (el coeficiente K) de la población (toda la red de alcantarillado del sector sur de la ciudad de Quito), a partir de una muestra (la zona 22 analizada en el presente trabajo).

3.3.2. VALIDACIÓN FOTOGRÁFICA DE LOS POZOS DEFECTUOSOS

En el Anexo 6.7 se muestran varias fotografías que validan la metodología expuesta respecto de las condiciones inconvenientes para determinar el funcionamiento de los elementos de las redes de alcantarillado. El número de fotografías corresponde al número de pozos de revisión que fueron discretizados “al azar” y comprobado su estado de acuerdo a lo que se indica en el acápite 3.2. El análisis que se realiza de los datos obtenidos se basa en los parámetros preparados mediante la matriz de evaluación hidráulica, son los criterios de esta última área sobre los que se presta mayor atención en toda la discusión preparada en el capítulo 4, los que combinados con la interpretación fotográfica respaldan los resultados obtenidos.

3.3.3. ECUACIONES ENCONTRADAS EN TODOS LOS POZOS DEFECTUOSOS

Por la cantidad de datos disponibles y con el objeto de encontrar una posible relación entre ellos se ha empleado la herramienta de la “regresión múltiple lineal”. A este conjunto de estructuras que presentan inconvenientes se ha realizado la regresión múltiple con el objeto de determinar las causas más probables que ocasionan su estado. En el Anexo 6.8 se indica el número de pozos en cada una de las microcuencas, así como la división de pozos en “defectuosos” y “en buen estado”.

3.3.4. ECUACIONES ENCONTRADAS PARA DETERMINADOS DIÁMETROS, COEFICIENTE K

Una vez que se ha realizado la regresión múltiple con las variables “diámetro, longitud, pendiente, velocidad, coeficiente K”, de todos los pozos discretizados como defectuosos. Se fijan, ahora, los pozos por cada uno de los diámetros, disminuyendo el número de libertad de las variables y obteniendo para cada caso, nuevas expresiones.

Todas estas relaciones obtenidas se presentan en el Capítulo 4.

3.4. RELACIONES ENTRE VARIAS VARIABLES DEL FLUJO A SUPERFICIE LIBRE Y EL NÚMERO DE FROUDE, EN REDES DE DRENAJE Y POZOS “DEFECTUOSOS”

Se han considerado las variables típicas que gobiernan el flujo a superficie libre: diámetro de los conductos, pendiente de las tuberías, longitud de los tramos, altura y velocidad de flujo.

Se han realizado varias combinaciones entre ellos con el objeto de explicar el mal funcionamiento de las estructuras discretizadas como “defectuosos” y compararlas con el número de Froude.

3.4.1. COMPARACIÓN DEL NÚMERO DE FROUDE Y EL COEFICIENTE “K”

El coeficiente K ha sido obtenido mediante el empleo de la regresión múltiple lineal para las condiciones de todos los pozos discretizados y seleccionados como

defectuosos. Se ha realizado el mismo proceso para aquellos que han sido verificados fotográficamente en su mal estado. Una vez obtenidas las ecuaciones de regresión, se ha prestado mayor atención y detalle a los diámetros 350 y 400 mm, pues presentan una expresión que depende exclusivamente de la velocidad de flujo. Sin embargo de lo anterior, también se compara al número de Froude con K para el caso de los pozos sin defecto, encontrando una total discordancia entre los valores obtenidos. En el Anexo 6.9 se adjuntan las tablas preparadas para estas comparaciones.

Capítulo 4. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

La división en microcuencas para realizar un levantamiento catastral de la red de drenaje en el sector de Solanda, siguió un criterio eminentemente hidráulico: formar sectores independientes desde sus descargas hasta las captaciones, condicionante que no siempre se cumple en la realidad, por lo que las actividades de recopilación de datos fueron desarrolladas considerando los aportes tanto de sectores aledaños, así como la información disponible de sectores vecinos.

El trabajo de campo se efectuó en el año 2009; los resultados obtenidos se limitan a las condiciones físicas y topográficas propias de un sector de la ciudad de Quito, ubicado en el sur occidente, en la estribación oriental del macizo del volcán Pichincha, y esta es la principal diferencia con los trabajos referidos por otros autores, pues los mismos han sido desarrollados en ciudades de llanura, o en todo caso, “planas” en su relieve. Se consideró únicamente el tipo de flujo uniforme, permitiendo que en futuras investigaciones sean incluidos todos los factores que conforman la ecuación de Saint Venant para el cálculo del caudal a emplearse en la relación de comparación de caudales entre el máximo probable y el recomendado del 80% de la sección llena. Además, se dispone de información gráfica fácilmente manejable, incluidos planos del área analizada que guardan coherencia con el resto de la información catastral.

4.1. CÁLCULO DE PARÁMETROS HIDRÁULICOS

4.1.1. NÚMERO DE FROUDE

El número de Froude constituye un índice de análisis muy importante de la red de alcantarillado. Valores mayores a 1,0 del Fr establecen que el flujo es supercrítico, y los menores, flujo subcrítico. El valor de 1,0 (que es difícil de alcanzar u obtener en cauces naturales) define las condiciones de flujo crítico (Chow, 1994). Debe alertarse cuando en los tramos de alcantarillado se encuentran los valores de Fr mayores a 1,0.

4.2. CLASIFICACIÓN DEL FLUJO DE ACUERDO A LA VELOCIDAD.

Este criterio tiene que ver con los valores de la velocidad y la posibilidad de que provoque acciones erosivas en los materiales de los conductos. Existen valores recomendados para la velocidad máxima de acuerdo a los materiales de los conductos de acuerdo a la norma que rige en el DMQ (EMAAP-Q, 2009).

4.3. LA MATRIZ DE EVALUACIÓN HIDRÁULICA

Se desarrolla una matriz que permita la evaluación hidráulica con el objeto de disponer de la información necesaria para detectar sectores que presenten inconvenientes en el funcionamiento de la red de drenaje. Los datos levantados en campo deben obligatoriamente regirse a determinada nomenclatura preestablecida. Las variables independientes seleccionadas en el presente trabajo

son: diámetro de los conductos, longitud de tramos, pendiente, velocidad calculada y coeficiente K.

4.4. COMPARACIÓN DE PARÁMETROS OBTENIDOS

4.4.1. Q MÁX PROBABLE/Q_{80%} SECCIÓN LLENA

El caudal máximo probable (Q_{mp}), resultado de toda la información obtenida se comparó con los valores de los calculados para los conductos instalados, bajo la condición que no supere el 80% de la sección llena. Valores mayores que uno permitieron afirmar que el conducto está subdimensionado y que se debería prestar atención a su funcionamiento: éste es el factor que se lo define como discriminante del estado de cada una de las estructuras y que permite clasificarlas como tramos “con dificultades” por insuficiencia de capacidad hidráulica, o subdimensionados.

La cuenca José María Alemán fue escogida por su tamaño y la variedad de problemas que se presentaron en su interior. Mediante el empleo de las herramientas de análisis sustentadas en las relaciones presentadas, se identificaron las zonas de riesgo. A partir de esta categorización, planos y documentos técnicos de soporte fueron preparados los que permiten intervenir estas zonas de manera preventiva. A manera de ejemplo, se presenta una muestra de un sector perteneciente a esta cuenca donde se indica estos tramos defectuosos o susceptibles de deterioro (Anexo 6.11). Esta información también puede ser validada con la velocidad del flujo en los tramos, si el criterio de decisión fuese el

deterioro debido a problemas de abrasión, y llegar inclusive a un punto más avanzado cuando se tengan zonas de insuficiencia de capacidad hidráulica, además de abrasión en sus estructuras. Los gráficos 6.11.1 a 6.11.6 permiten visualizar todas las variables hidráulicas que intervienen con el objeto de entender las condiciones actuales de las redes de drenaje.

Se analizaron los datos de 19 microcuencas, con un total de 2023 pozos o estructuras de control. La microcuenca José María Alemán es parte de este sector nominado como 22 por parte de la EPMAPS y corresponde a la administración zonal Eloy Alfaro. Al considerar la información de todos los elementos con defectos, (648 con valores superiores de la relación $Q_{mp}/Q_{80\%}$ a 1,0) se obtuvo resultados con un coeficiente de correlación superior a 0,98 (Tabla 6.10.6 del Anexo 6.10), aunque el valor del error típico fue de 0.71. Las condiciones físicas de los elementos “discretizados” mediante la relación $Q_{mp}/Q_{80\%}$ se observaron en las fotografías disponibles, con el objeto de seleccionar las estructuras en condiciones críticas. La información de estos últimos elementos fue tabulada dentro de la matriz hidráulica para emplear la herramienta de la regresión múltiple y establecer si existe algún grado de correlación entre las variables (Tabla 6.9.1 del Anexo 6.9).

La validación de los resultados permitió encontrar que 476 de estas estructuras son defectuosas y al realizar una nueva regresión múltiple se obtuvo un valor del coeficiente de correlación superior a 0,98, pero el error típico disminuyó a 0,35. Como un paso adicional, de este nuevo grupo de 476 datos, se fijó la variable “diámetro” de los conductos en varios de sus valores (250, 300, 350 y 400 mm). Se

analizaron estos valores por ser los menores de toda la serie de datos obtenida y porque representan la mayor cantidad de tramos con insuficiencia hidráulica. El coeficiente de correlación mantuvo los mismos valores obtenidos e indicados, pero el error típico disminuyó al 1,5%, por lo que las ecuaciones resultantes mediante este procedimiento son herramientas a ser consideradas tanto en el diseño previo, así como en el seguimiento de la operación de las redes de drenaje, con el objeto de prever y evitar el funcionamiento inadecuado.

Una vez que se alerta la posible falla de los pozos de revisión es conveniente proponer la solución al probable comportamiento. En el caso que la velocidad sea excesiva, los fenómenos de abrasión y desgaste de la base del pozo son importantes. La estructura común que prima en los diseños (pozos de revisión de sección circular) ya no es adecuada para permitir el flujo del agua de manera que los elementos del sistema de alcantarillado no sean afectados.

Con la información disponible se ha buscado las mejores relaciones que permitan una adecuada comprensión de lo sucedido en los tramos concebidos como “defectuosos”. De esta manera, se dispone de una herramienta adicional que permite monitorear el comportamiento de las redes de drenaje a lo largo de su vida útil. En el Anexo 6.10, se indican los resultados de cada una de las diferentes simulaciones del análisis de regresión múltiple. En la Tabla 4.4.1. se presenta el resumen de las condiciones y variables consideradas para realizar el análisis estadístico.

Tabla 4.4.1. Resultados de regresión múltiple lineal efectuadas

RESULTADOS DE REGRESIÓN MÚLTIPLE							
No. simulación	Observaciones	Variables		Grados de libertad	R ²	Error típico	OBSERVACIONES
		Independientes	Dependientes				
1	646	D, L, i, V	K	4	0.986	0.709	
2	475	D, L, i, V	K	4	0.985	0.354	
3	89	L, i, V	K	3	1.000	0.015	D. 250 mm fijo
4	78	L, i, V	K	3	1.000	0.007	D. 300 mm fijo
5	21	L, i, V	K	3	1.000	0.000	D. 350 mm fijo
6	57	L, i, V	K	4	1.000	0.025	D. 400 mm fijo

Elaborado por: L. H. Hidrobo

Las ecuaciones que se obtuvieron para cada uno de los casos, en el mismo orden de simulación y aplicando el método de regresión múltiple, fueron:

$$K = 0,53 - 1,61D - 0,001L - 0,017i + 0,603V \quad (4.1)$$

$$K = 0,5766 - 1289D + 0,0003L + 0,0292i + 0,491V \quad (4.2)$$

$$K = 0,007 - 0,0001i + 0,635V \quad (4.3)$$

$$K = -0,00013i + 0,583V \quad (4.4)$$

$$K = 0,539V \quad (4.5)$$

$$K = 0,504V \quad (4.6)$$

Se observa que mientras se aumenta el diámetro desde valores de 250 mm, las variables independientes i y L , dejan de ser importantes, pues los coeficientes obtenidos en la regresión múltiple son muy cercanos a cero. Es más, tampoco es importante el coeficiente “independiente” en las ecuaciones presentadas.

Cuando al diámetro de 350 mm se lo mantiene fijo, se obtiene la relación $K = 0,539V$, y en el caso que sea de 400 mm, $K = 0.504V$.

En el caso de estudio, todos los valores de F son mayores que el crítico de F , por lo que la hipótesis nula se acepta, y en efecto, los exponentes de las variables independientes escogidas tienen el valor de “1”, por lo que al ser lineales, la herramienta de la regresión múltiple es válida. La prueba del F de Fisher aporta a entender el grado de importancia de las variables explicativas. Dado que la probabilidad asociada al F , en todos los casos donde la regresión ha sido realizada, es inferior de 0.0001, lo que significa que el riesgo es de menos del 0.01% concluyendo que las variables explicativas originan una cantidad de información significativa al modelo.

Con el fin de realizar una comprobación de las ecuaciones encontradas, se ha procedido a calcular el valor del coeficiente K en los pozos que no tienen inconvenientes en la cuenca No. 18, para los diferentes diámetros analizados. (Se consideró esta cuenca al disponer de una de las áreas mayores en todo el sector estudiado y contener 331 elementos de control. De éstos, 229 se reportan como “en buen estado”. Los resultados se indican en la Tabla 6.9.2 y validan el

procedimiento seguido pues las diferencias en los valores obtenidos son importantes.

Para el caso de los pozos defectuosos se repitió el procedimiento mencionado en el párrafo anterior, encontrando resultados coherentes. Dado que se busca entender su mal funcionamiento, en esta parte del trabajo se ha utilizado la totalidad de este tipo de pozos. Las diferencias encontradas en el cálculo de número de Froude mediante la ecuación conocida de V/\sqrt{gh} y las obtenidas para los diámetros analizados, no presentan diferencias importantes que mencionar. Estos cálculos se indican en la Tabla 6.9.3.

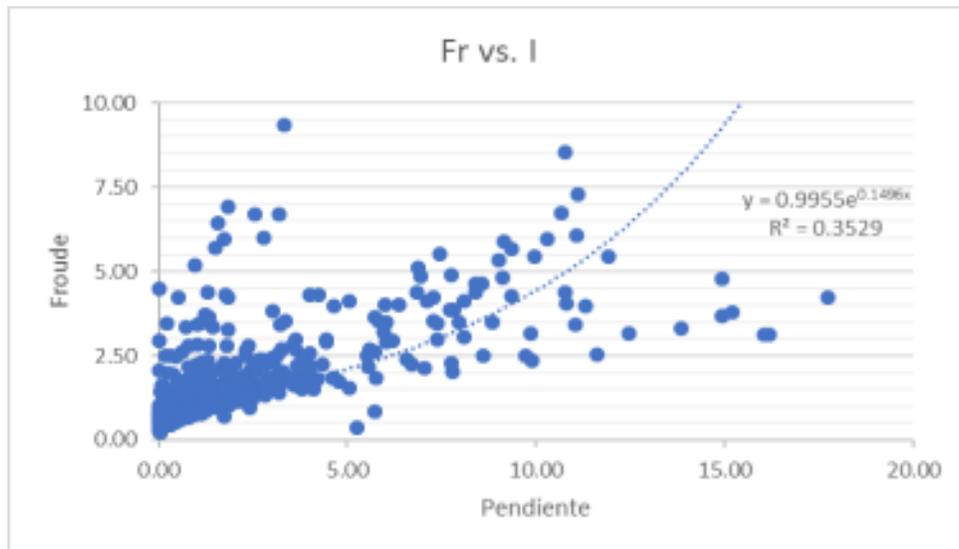
De las estructuras que presentaron algún grado de deterioro se seleccionaron al azar 38 de ellas, como un ejemplo, para clasificarlas de acuerdo a la metodología de Ana & Bauwens (2010). En el Anexo 6.6 se indica el estado de la falla y las causas del deterioro de las estructuras que se reflejará en el funcionamiento incorrecto de las redes de drenaje. En el Anexo 6.7 se incluyen las fotografías que validaron la información.

Durante el desarrollo del presente trabajo se buscaron varias alternativas de asociatividad entre las variables definidas como independientes a lo largo de toda la discusión, seleccionando siempre los mejores valores del coeficiente de regresión, así como el menor valor obtenido para el error. Por ejemplo, se ha simulado el evento que el diámetro sea la variable dependiente, y los otros cuatro parámetros como independientes (pendiente, longitud, velocidad, coeficiente K) sin obtener buenos resultados: es decir, el tomar al diámetro como variable

dependiente, no proporciona resultados confiables y se dejan de considerar todos los posibles resultados.

Con el fin de encontrar una mejor explicación a lo sucedido en las redes de drenaje se han efectuado varias alternativas de simulación: se han analizado los datos de las tres primeras microcuencas, encontrando una tendencia poco confiable al emplear el radio hidráulico dividido entre la longitud de los tramos con el número de Froude elevado al cuadrado; como también con la velocidad, obteniendo resultados poco confiables pues el índice de regresión múltiple no supera el valor de 0.27. Procedimiento similar se llevó a cabo con el calado, con semejantes resultados. Las curvas obtenidas al realizar estas comparaciones se indican en los gráficos 6.12.1 y 6.12.2 del Anexo 6.12 donde se incluyen las ecuaciones de las curvas obtenidas, así como el valor de R^2 .

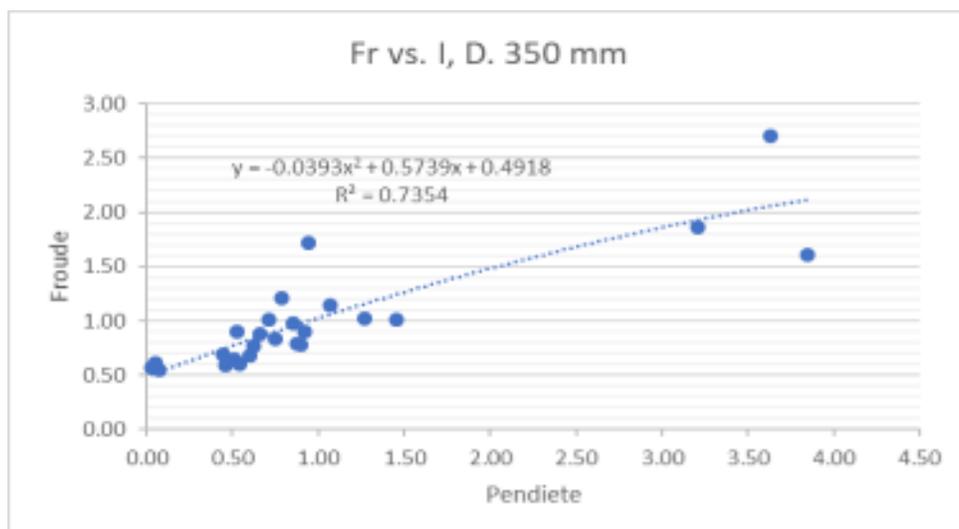
Al analizar los resultados y la información de los pozos discretizados como “defectuosos” y validados mediante las fotografías de los mismos, se relacionan los valores de la pendiente y el número de Froude con el fin de encontrar una ecuación que permita expresar de la mejor manera el comportamiento de las dos variables entre sí. Se emplean las herramientas de ajuste de curvas, comparándolas entre las de mayor empleo y uso (tendencia lineal, parabólica, polinómica, exponencial, logarítmica, entre otras), y decidiendo por el mejor valor del coeficiente de regresión R^2 , de la siguiente manera:

Gráfico 4.4.1: Fr vs. I, todos los diámetros

Elaborado por: L.H. Hidrobo

La tendencia de los datos obtenidos muestra una ecuación de tipo exponencial, pero el coeficiente de correlación es muy bajo ($R^2 = 0.3529$).

Al seleccionar solamente las tuberías de D. 350 mm, se obtiene una ecuación de tipo polinómica con un mejor coeficiente de correlación ($R^2 = 0.7354$).

Gráfico 4.4.2: Fr vs. I, D = 350 mm

Elaborado por: L.H. Hidrobo

Dado que el presente trabajo y análisis de los datos se refieren a las ciudades andinas y toda vez que la pendiente en las mismas tiene una mayor importancia, para el caso de los pozos seleccionados como “defectuosos” se presenta la tabla de clasificación de esta variable con el número de pozos en cada una de ellas:

Tabla 4.4.2: Pendientes y número de pozos

Pendiente (%)	No. tramos
0 - 1	291
1.01 - 2.00	183
2.01 - 3.00	58
3.01 - 4.00	31
4.01 - 5.00	14
mayor a 5.00	71

Elaborado por: L.H. Hidrobo

Ahora, se combinan los valores disponibles para obtener el factor $C_1 = I \times Fr$ (pendiente de los tramos multiplicados por el número de Froude) con la pendiente de cada tramo, se encuentra que el 71.43% de dichos pozos tiene valores menores a 3, del factor $I \times Fr$.

Tabla 4.4.3: Número de pozos defectuosos cuyo factor C_1 es menor a 3.0

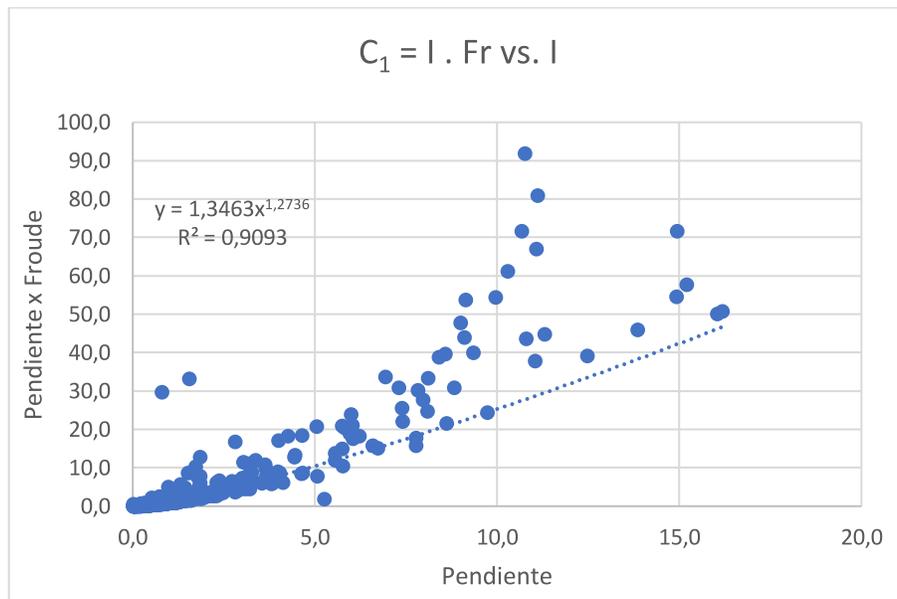
No. POZOS	VALORES DE " $C_1 = I \times Fr$ "	
	<3.0	>3.0
476	340	136
	71.43%	28.57%

Elaborado por: L.H. Hidrobo

Con esta nueva tabla C_1 vs. I , se grafica la tendencia de comportamiento y se obtiene una relación de tipo potencial, cuyo coeficiente de correlación es de 0.9093 y su ecuación obedece a la siguiente expresión:

$$C_1 = 1.3463 x I^{1.2736} \quad (4.1)$$

Gráfico 4.4.3: C_1 vs. I , todos los diámetros

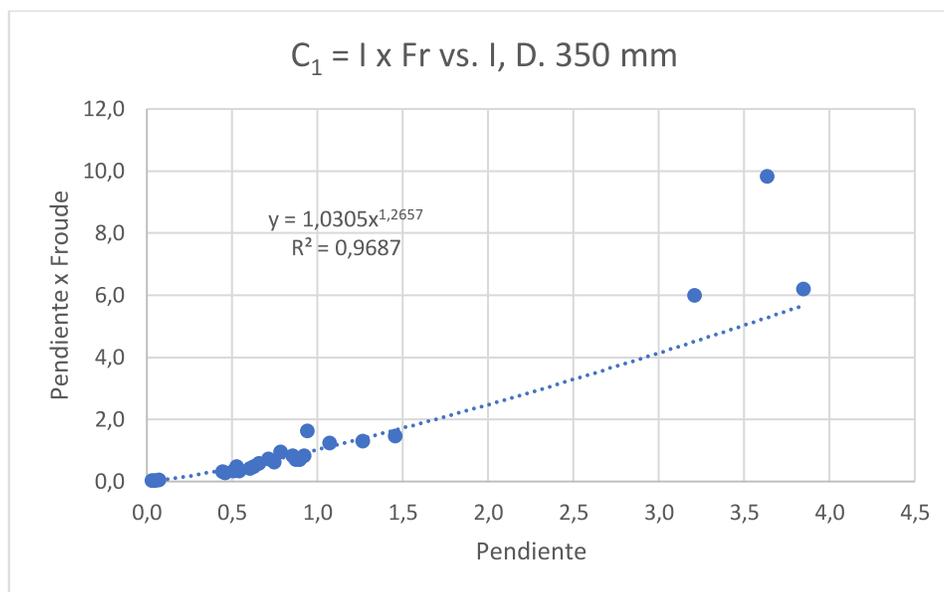


Elaborado por: L.H. Hidrobo

De estos pozos defectuosos, se escogen aquellos con diámetro 350 mm, para ser sometidos al mismo procedimiento y obtener nuevamente una ecuación también de tipo potencial, con un mejor coeficiente de correlación: 0.96.

$$C_1 = 1.0305 x I^{1.2657} \quad (4.2)$$

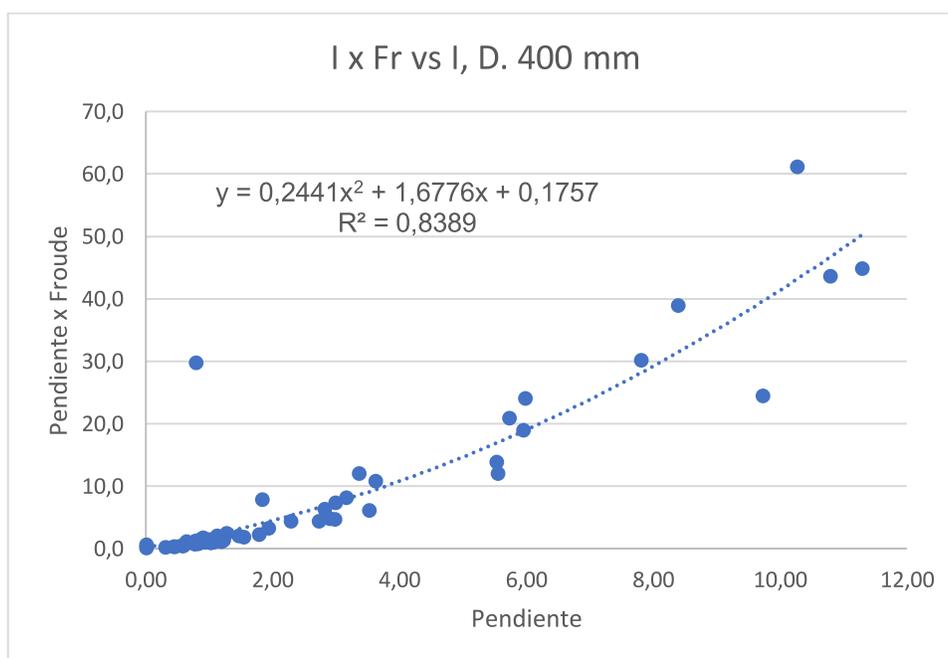
Gráfico 4.4.4: C_1 vs. I , $D = 350$ mm



Elaborado por: L.H. Hidrobo

Un procedimiento similar se realiza para los pozos con diámetro de 400 mm: la ecuación encontrada responde a una tendencia polinómica, y sus datos a un coeficiente de correlación R^2 de 0.8389. El gráfico de la tendencia en este caso es:

Gráfico 4.4.5: C_1 vs. I , D = 400 mm



Elaborado por: L.H. Hidrobo

4.5. V MÁX PROBABLE/V MÁX PERMITIDA

La velocidad máxima permitida está normada por las instituciones encargadas del control del drenaje en cada localidad, y referida al tipo de material empleado en la red. Sin embargo, las condiciones mismas del flujo, para grandes caudales que ocurren en las crecidas y que deben ser transportadas por estos conductos, permiten pensar en que no solamente es el tipo de material el que debe ser atendido, sino y por sobre todo, la geometría de las estructuras de control. Esto se evidencia en los pozos de revisión que presentan varias afectaciones por velocidades altas y por el cambio de material entre los conductos y el material con el que están contruidos dichos pozos. La comparación entre la velocidad en condiciones “probables” respecto de la permitida por las normas, en el presente caso de estudio, determina dos tramos del área en condiciones importantes de riesgo.

La velocidad excesiva en conductos de hormigón provoca un rápido deterioro en su composición, ocasionando que la vida útil disminuya sustancialmente. Uno de los efectos menos deseados en las estructuras de control como son los pozos de revisión, es que debido a la alta velocidad, el desgaste de paredes y fondo sea acelerado con el consecuente efecto de inestabilidad de toda el área circundante. Se hace necesario entonces plantear como solución el diseño de una geometría propia para estas condiciones de flujo.

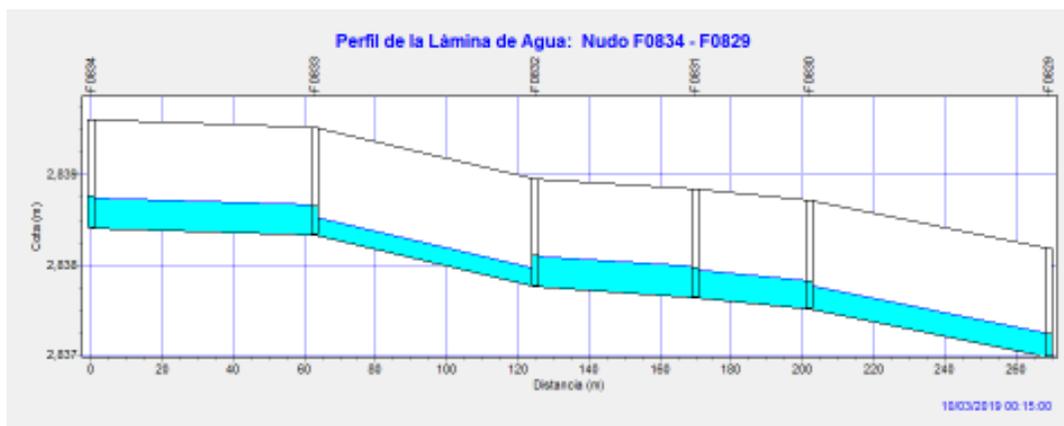
En el Anexo 6.7 se presentan varias fotografías, de diferentes pozos donde se observan problemas en el fondo, que coinciden con lo manifestado por (Ana & Bauwens, 2010).

4.5.1. El empleo del paquete computacional SWMM

El empleo del programa SWMM para un grupo de cinco tramos y seis pozos de revisión permite obtener los resultados que se indican en el Anexo 6.13. Estos tramos de tuberías, los que mediante el empleo del método de la matriz de evaluación hidráulica reportan condiciones de “conductos forzados” al ser su relación $Q_{\text{máx. Probable}}/Q_{80\%}$ mayor a 1.0, han sido nominados como “línea 7” hasta la “línea 11”:

El reporte gráfico de la simulación del funcionamiento de estos tramos se indica a continuación:

Gráfico 4.5.1: Simulación del funcionamiento de un tramo de conductos

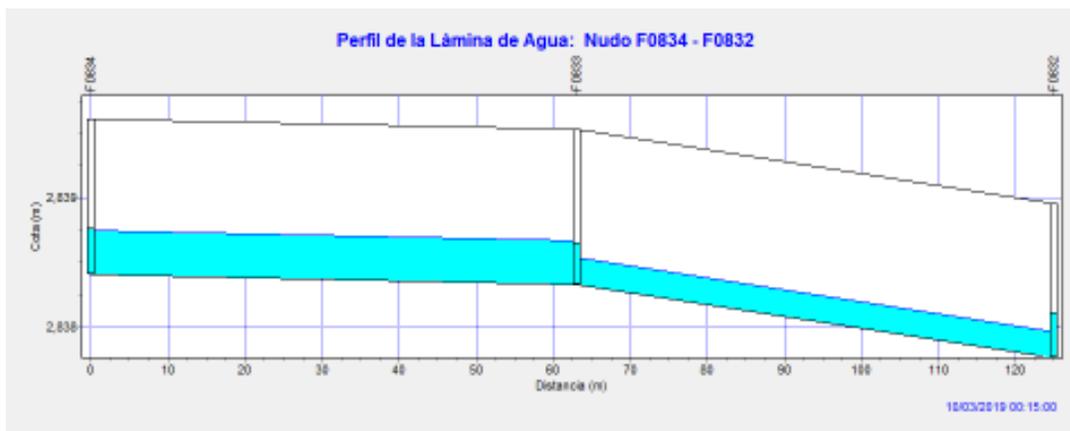


Elaborado por : L.H.Hidrobo

En varios de los tramos, con los diámetros existentes, los resultados del empleo de la herramienta computacional ratifican lo establecido en la evaluación hidráulica: insuficiencia en la capacidad de los conductos.

Se observa como el cambio de pendiente mejora las condiciones de transporte de flujo al bajar los niveles de agua en el interior de las “línea 7 y 8”, que son las dos primeras del tramo modelado.:

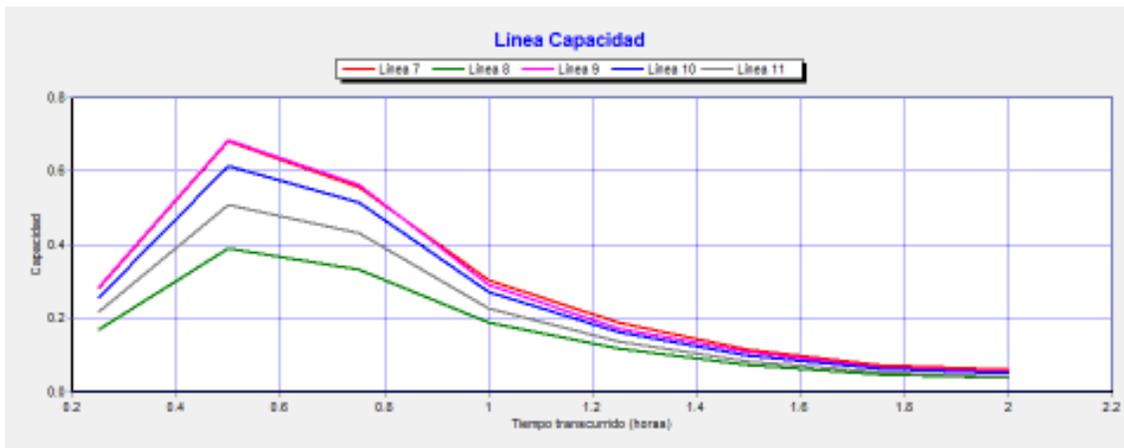
Gráfico 4.5.2: Cambio de pendiente y mejora de capacidad hidráulica



Elaborado por: L. H. Hidrobo

Al analizar la capacidad de transporte de caudal, se tiene por cada uno de los conductos, la siguiente información gráfica. Se observa que los conductos “línea 7” y “línea 9” son los que representan el mayor empleo de su capacidad hidráulica, llegando a valores cercanos al 70%. Algo que es muy común en el análisis de flujo uniforme: mientras mayor es la pendiente, la capacidad hidráulica mejora; esto se afirma del tramo “línea 8” que es la de mayor pendiente en el presente análisis.

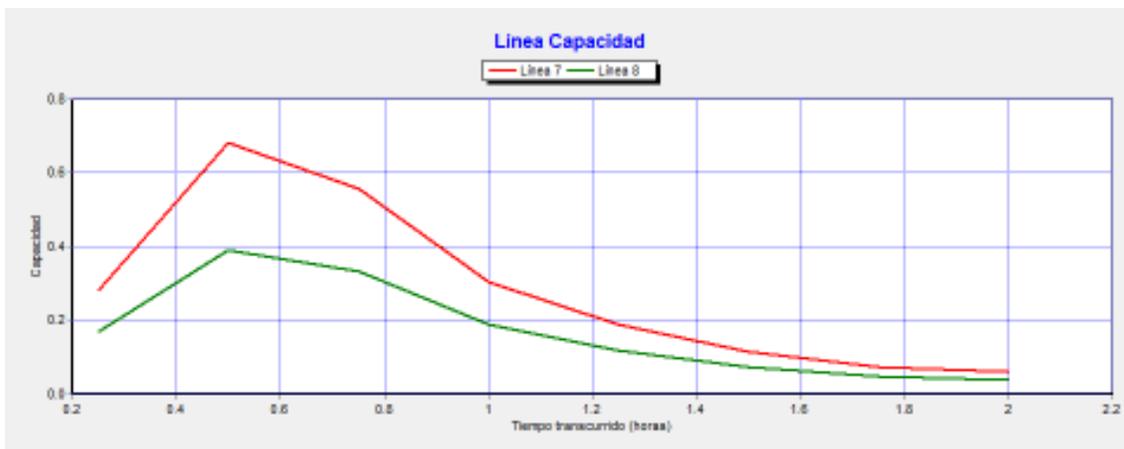
Gráfico 4.5.3: Capacidad de conducción



Elaborado por: L.H.Hidrobo

En el siguiente gráfico se observa la mejora de la capacidad en dos tramos consecutivos cuando hay un incremento de la pendiente longitudinal:

Gráfico 4.5.4: Mejora de la capacidad hidráulica

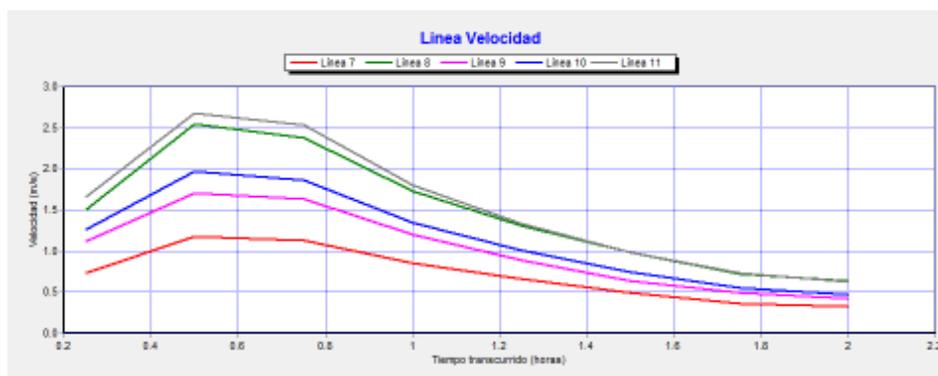


Elaborado por: L.H.Hidrobo

Cuando se considera la velocidad como parámetro de diseño se obtienen las curvas indicadas en el gráfico detallado a continuación. Se ha dicho que la velocidad no debe ser mayor a los límites establecidos por las normas, así como también debe

tenerse en cuenta que estos valores se refieren a la calidad de los materiales, y no al comportamiento del flujo en los conductos y en las estructuras de control.

Gráfico 4.5.5: Gráfico de la velocidad para los diferentes conductos



Elaborado por: L.H.Hidrobo

En efecto, en el presente ejemplo los valores son menores al límite normado. De igual manera, el tramo con mayor pendiente es el que tienen mayor velocidad. Las dos primeras columnas representan el tiempo considerado en el hidrograma que sirvió de base para la presente simulación:

Tabla 4.5.1: Valores de la velocidad en el tramo analizado

Tabla - Línea Velocidad						
		Línea	Línea	Línea	Línea	Línea
Días	Horas	7	8	9	10	11
0	0:15:00	0.73	1.5	1.12	1.26	1.65
0	0:30:00	1.17	2.54	1.71	1.97	2.68
0	0:45:00	1.13	2.37	1.63	1.86	2.53
0	1:00:00	0.86	1.73	1.2	1.35	1.8
0	1:15:00	0.66	1.31	0.89	1	1.33
0	1:30:00	0.5	0.98	0.63	0.74	0.98
0	1:45:00	0.36	0.72	0.49	0.55	0.73
0	2:00:00	0.32	0.63	0.42	0.47	0.63

Elaborado por: L.H.Hidrobo

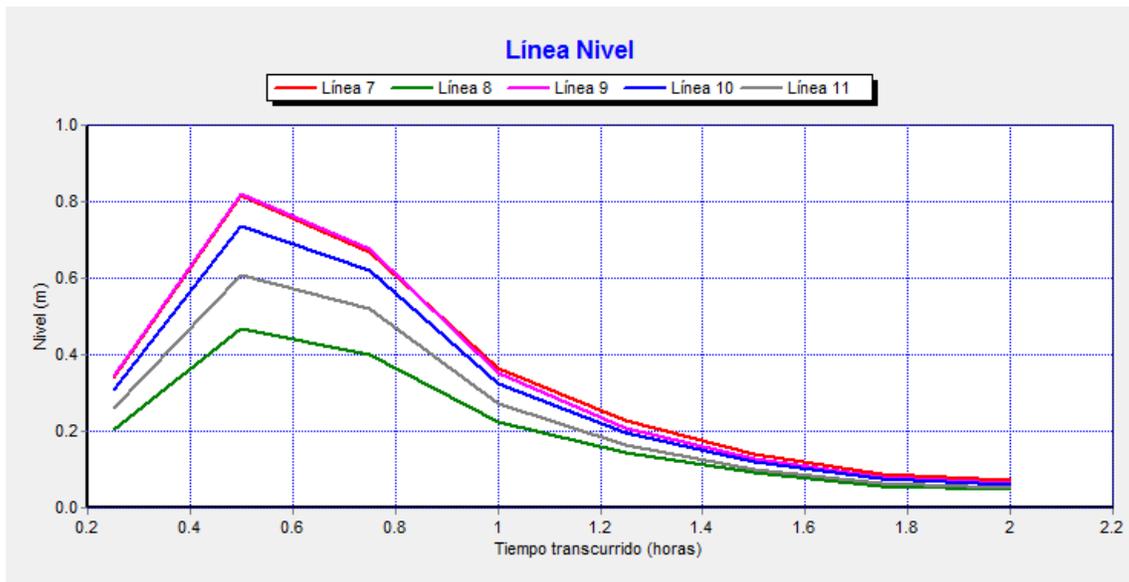
La herramienta SWMM es versátil y se la emplea por su disponibilidad libre, además que simula el flujo real que se produce en las redes de alcantarillado. Entre otros aspectos que se analiza es el calado que alcanza el flujo de agua en el interior del conducto bajo las condiciones básicas introducidas como datos: geometría de las tuberías, topografía de la zona o cotas iniciales y finales de los tramos, y por supuesto, el hidrograma unitario. Respecto del nivel que alcanza el agua con los datos proporcionados en el análisis del ejemplo se tienen los resultados que se muestran a continuación. En las “líneas 7 y 9” es donde se alcanza el mayor valor del nivel, sin llegar a alcanzar el 1.0 m de altura, y representa también la variación del calado en el transcurso del tiempo, donde se aprecia el completo “abatimiento” al finalizar el período de análisis.

Tabla 4.5.2: Valores de niveles en el tramo analizado

Tabla - Línea Nivel						
		Línea	Línea	Línea	Línea	Línea
Días	Horas	7	8	9	10	11
0	0:15:00	0.34	0.2	0.34	0.31	0.26
0	0:30:00	0.82	0.47	0.82	0.74	0.61
0	0:45:00	0.67	0.4	0.68	0.62	0.52
0	1:00:00	0.36	0.23	0.35	0.33	0.27
0	1:15:00	0.23	0.14	0.21	0.19	0.16
0	1:30:00	0.14	0.09	0.13	0.12	0.1
0	1:45:00	0.09	0.06	0.08	0.08	0.06
0	2:00:00	0.07	0.05	0.06	0.06	0.05

Elaborado por: L.H.Hidrobo

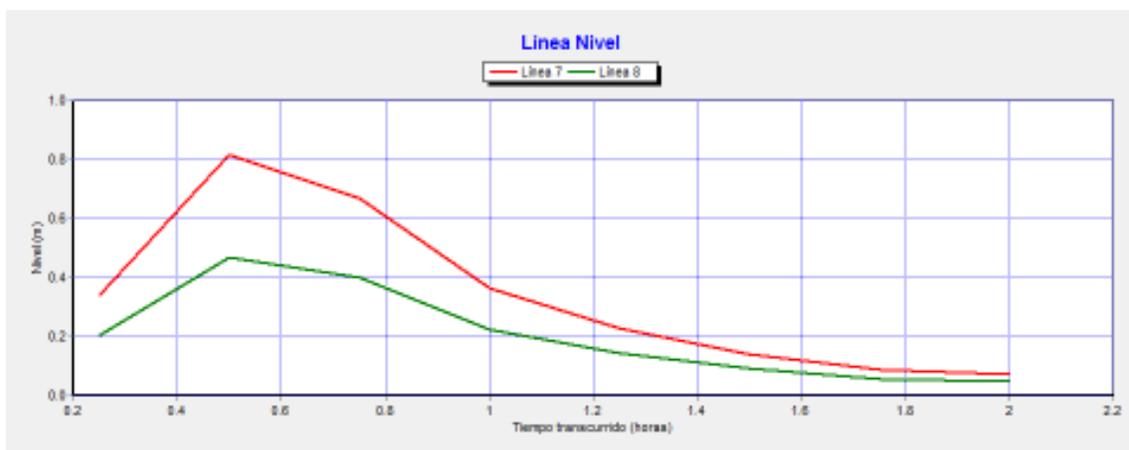
Gráfico 4.5.6: Niveles de flujo en conductos



Elaborado por : L.H.Hidrobo

Se realizan varias simulaciones y comparaciones con el objeto de entender la variación en los niveles de conductos de un mismo diámetro, cuando se varían las pendientes “a favor”, en dos tramos consecutivos y entender de mejor manera los conceptos que se dominan en el flujo uniforme.

Gráfico 4.5.7: Mejora en el nivel de flujo por cambio de pendiente



Elaborado por : L.H.Hidrobo

4.6. GRÁFICOS DE EVALUACIÓN DE LAS REDES DE ALCANTARILLADO CONSTRUIDAS

Los gráficos que se presentan en el Anexo 6.11 se desarrollaron una vez que la matriz de evaluación hidráulica fue elaborada con los criterios que establecen las condiciones de flujo descritas: desde los datos básicos de áreas aportantes, codificación propia de cada uno de los elementos, datos hidráulicos de los tramos, condiciones de conductos subdimensionados, relaciones de caudal y discretización de tramos “con dificultades” y relaciones de velocidad. Esta información está disponible para cualquier punto de la microcuenca en análisis y permite una rápida localización de puntos y zonas con información respecto del mal funcionamiento de las redes de drenaje, lo que a su vez facilita adoptar decisiones de tipo técnico y económico con el objeto de mitigar o disminuir las consecuencias del mal funcionamiento de las redes y establecer el programa de mantenimiento preventivo.

Para demostrar lo señalado en el párrafo anterior han sido seleccionados de manera aleatoria varios tramos de la cuenca No. 9 José María Alemán reportados como “insuficientes hidráulicamente” y se han realizado las siguientes consideraciones: se ha modificado el diámetro del conducto, manteniendo fijas al resto de variables (caudal de diseño, pendiente, longitud) para calcular el número de Froude y el coeficiente K.

En el presente trabajo se ha demostrado que si estos dos valores son muy cercanos, es altamente probable que la estructura de control presente novedades de mal funcionamiento en su vida útil. En la Tabla 6.9.4 del Anexo 6.9 se indica el

cuadro de cálculo preparado en el que se verifica que la modificación en el diámetro hacia un incremento, garantiza un mejor funcionamiento de la red de drenaje.

El objetivo a largo plazo es que no existan reparaciones de tipo “emergente”, y la planificación sea de mantenimiento preventivo, sin llegar a las acciones de corrección. Con todo el análisis realizado y ya en la aplicación de estas observaciones en los proyectos de construcción de redes de alcantarillado se plantea, por lo menos, el cambio en los diseños de la tubería de diámetro 300 mm por la de 350 mm; y los tramos diseñados con un valor de 350 mm incrementándolos al valor de 400 mm. En ambos casos, se encuentra que la influencia en el aspecto económico no supera el 2% del monto total de inversión en los componentes que se refieren a los rubros propios de este tipo de redes.

En el Anexo 6.8 “Fotografías” se indica una selección de 38 estructuras de control que presentan serias deficiencias en sus fondos por los diferentes problemas analizados. La codificación Fxxxxx representa el formulario catastral que fue realizado para obtener todos los datos necesarios. A continuación se indican algunas de ellas como una representación de lo manifestado.



F2209



F2017



F2054

F1261.

Capítulo 5. RESUMEN, CONCLUSIONES Y TRABAJOS

FUTUROS

5.1. RESUMEN

Con base en el insumo del catastro de las redes de drenaje se ha elaborado la matriz de evaluación hidráulica como herramienta inicial que permita mejorar las decisiones gerenciales respecto de las actividades de mantenimiento de dicho sistema. En el presente trabajo, se realizó una discretización de estructuras de inspección que tuvo como fundamento el criterio de identificar aquellas que tengan una relación de $Q_{mp}/Q_{80\%}$ mayor a 1,0 para ser identificadas como “defectuosas” y la posterior validación de la información a través de fotografías realizadas al estado físico de cada uno de ellos. Con la información seleccionada se realizó un análisis de regresión múltiple tomando en cuenta variables independientes (diámetro, longitud, pendiente del tramo y velocidad), y el cálculo de un coeficiente K como variable dependiente; las ecuaciones obtenidas como resultado de esta simulación es la segunda herramienta que dispone la gerencia y que debería ser considerada en el diseño de las nuevas redes de alcantarillado con el objeto de prolongar el tiempo de su vida útil, así como verificar el funcionamiento durante la operación de las mismas. Los resultados indican valores aceptables de correlación y errores típicos menores al 1,5%, cuando se fija el diámetro de las variables independientes y se disminuye el grado de libertad en el proceso de regresión. Si se considera como insumos a la matriz de evaluación y los resultados de la regresión múltiple, se pueden elaborar planos, donde se visualizan de manera directa y clara las zonas

de posibles riesgos por funcionamiento inadecuado al existir tramos con capacidad hidráulica insuficiente y/o con velocidades que provocan fenómenos de abrasión en las estructuras de control, logrando una tercera herramienta adicional. Ya en el proceso del diseño de las redes de drenaje, a más del cálculo del número de Froude, este valor se compara con el obtenido mediante las ecuaciones presentadas en este trabajo (coeficiente K), y en caso de resultar muy próximos se prevé una alta probabilidad que el funcionamiento de las estructuras sea inadecuado.

5.2. CONCLUSIONES

La información física obtenida al elaborar la matriz de evaluación hidráulica con base en los datos del catastro de las redes de drenaje es una metodología apropiada y fundamental para la toma de decisiones gerenciales pues posibilita que éstas sean oportunas.

Todos los valores calculados en la matriz de evaluación hidráulica de las redes de drenaje existentes permiten conocer y verificar las condiciones actuales de desempeño y trabajo, por lo que un análisis detenido previene situaciones y define zonas de riesgo inconvenientes con la consecuente afectación a todo tipo de infraestructura existente en su entorno.

Respecto del diseño hidráulico:

Las ecuaciones presentadas basadas en el manejo de los parámetros hidrológicos e hidráulicos para la determinación del coeficiente K, permiten disponer de una herramienta válida para el control en el dimensionamiento adecuado de los conductos en las redes de drenaje.

En el caso de los pozos con defectos, el cálculo del coeficiente K no difiere de los valores obtenidos para el cálculo del número de Froude (V/\sqrt{gh}), por lo que la verificación de este valor permite no cometer errores en el dimensionamiento de los diámetros de las tuberías de las redes de drenaje, durante el proceso de diseño.

El factor C1 ($l \times Fr$), para diámetros de 350 mm debe ser revisado con el objeto de asegurar que las estructuras de control no tendrán inconvenientes en su funcionamiento, cuando se diseñan las redes de alcantarillado combinado.

El coeficiente de correlación R^2 obtenido al relacionar el número de Froude en comparación a la pendiente, permite concluir que estas dos variables no explican de manera satisfactoria todas las deficiencias de funcionamiento observadas en las redes de alcantarillado.

Cuando se plantea el cambio en los diseños de la tubería de 350 mm por la de 400 mm, y con base en la realización de proyectos de drenaje reales destinados a servir en el área de vivienda, se encuentra que la influencia en el aspecto económico no supera el 2% del monto total de inversión.

Los valores de velocidad con los que se diseñan los conductos deben ser menores a los recomendados en la normativa. El desgaste que se produce en el fondo de los mismos es crítico y disminuye el tiempo de vida útil. Permitir valores de

velocidad elevados, debido fundamentalmente a las pendientes fuertes en las ciudades andinas, causan serios problemas de diferente tipo y otros efectos no deseados en las zonas planas donde descargan su caudal. No solamente el tipo de material debe decidir el valor máximo del flujo en los conductos, sino que la velocidad debe ser analizada para cada geometría de los diferentes elementos de control.

Respecto de las zonas de riesgo:

Combinando los tramos donde la velocidad es excesiva y los valores de caudal superan el máximo permitido, se establecen las posibles zonas de riesgo. La información analizada permite disponer de documentos gráficos de muy fácil interpretación para la identificación de estas zonas, para el área 22 de la zona Eloy Alfaro del DMQ.

Respecto de la calidad de los materiales:

Cuando se encuentra en campo, elementos del sistema de alcantarillado con desgastes en su estructura, se entiende la normativa de emplear áridos en la preparación de hormigones que sean resistentes a los efectos de erosión por abrasión, esto conduce a emprender en la mejor comprensión de la “calidad de los hormigones” con la que están construidas las diferentes estructuras de control de las redes de drenaje.

Respecto de las decisiones de carácter gerencial:

La metodología de trabajo presentada es útil para todas las ciudades con pendientes fuertes. Con el objeto de optimizar el empleo de recursos económicos

en las actividades de mantenimiento preventivo y correctivo, las entidades de control y manejo de los sistemas de alcantarillado deberían disponer de la información actualizada de las redes de drenaje.

Se conocen los sitios, en cada microcuenca, que por sus características topográficas y comportamiento hidráulico del sistema de drenaje presentarán problemas e inconvenientes en el transcurso del tiempo. La planificación para la intervención en estos sectores atenderá, conforme las prioridades, el mantenimiento preventivo que evite consecuencias que demanden grandes inversiones económicas e inconvenientes colaterales con la infraestructura pública y privada, como pueden ser hundimientos de vías y viviendas, deterioros de infraestructura pública, entre otros. Esta planificación se realiza mediante la implementación de listas de zonas de afectaciones, las que son propias de las redes de drenaje mencionadas y/o que dependen de factores externos como son las obras en el entorno de las mismas.

El conocimiento oportuno de posibles zonas de riesgo, permite a las autoridades emprender en programas de carácter social que tengan como objetivo una rápida ayuda en el caso de ocurrir uno de los efectos detectados.

Recomendar actividades a los organismos de control, locales y zonales, que mitiguen los efectos negativos de los problemas que ocasionan los sistemas de alcantarillado combinado en ciudades andinas, una vez que se dispone de las herramientas técnicas en el presente trabajo preparadas.

5.3. TRABAJOS FUTUROS

Una vez que se establece que mediante el insumo del levantamiento catastral se llega a la evaluación hidráulica de las redes de drenaje, ahora se puede modelar en los diferentes paquetes computacionales (SWMM, por ejemplo) la misma información para comprobar los resultados obtenidos mediante la metodología expuesta en el presente trabajo, en áreas más importantes, en lo que tiene que ver a su magnitud.

Se conoce que el parámetro de velocidad, por sí mismo, no es suficiente criterio para la determinación de las condiciones de trabajo de los conductos y elementos adicionales de las redes de drenaje, como pozos de revisión y cámaras de inspección. Se propone, entonces, trabajos de investigación para determinar la real importancia de la velocidad en el funcionamiento de las redes y sus límites de consideración en el proceso del diseño hidráulico de las mismas.

Se plantea la determinación de parámetros adicionales a los hidráulicos, con el objeto de diseñar una matriz de comparación que interrelacione todos estos nuevos factores, con el objeto de mejorar los conocimientos del funcionamiento de las microcuencas. Con el objeto de validar los resultados obtenidos, es interesante considerar la edad de las tuberías para la simulación y regresión múltiple de los tramos estudiados.

Es clara la existencia de una separación marcada entre las investigaciones realizadas en la Universidad Ecuatoriana y las entidades públicas y privadas encargadas de promover el cumplimiento de normas y procedimientos. Con el objeto que esta brecha se reduzca en el futuro, es recomendable establecer todas las interfases posibles entre los estamentos mencionados, con el fin que los diseños

de redes de drenaje cada vez se ajusten de mejor manera a los resultados de los trabajos efectuados en las aulas.

Se conocen los trabajos llevados a cabo con énfasis en las técnicas estadísticas y los modelos de probabilidades de ocurrencias de fallas en las redes de drenaje. El volumen de información disponible en el presente trabajo permite emprender en la investigación de estos modelos y comparar los resultados con los aquí presentados.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abuin, J. (2007). Regresión lineal múltiple. *IdE y GdM-Ld Estadística*, 32.
- Agredo, G. (2013). La cuenca urbana como unidad territorial para la planificación del desarrollo sostenible en ciudades de media montaña del Trópico Andino. Propuesta de una metodología de planificación y diseño de la estructura construida, circulatoria, verde e hídrica en.
- Ana, E., & Bauwens, W. (Febrero de 2010). Modeling the structural deterioration of urban drainage pipes: the state-of-the-art in statical methods. *Urban water journal*, 7(1), 47-59.
- Ariaratman, S. E.-A. (2001). Assessment of infrastructure inspection needs using logistic models. *Journal of Infrastructure Systems*, 7(4), 160-165.
- Bauer, R. a. (2002). Selective inspection planning with aging forecast for sewer pipes. *Water science and Technology*, 46(6 - 7), 389-396.
- CAMPOS-ARANDA, D. F. (2011). Transferencia de información de crecientes mediante regresión lineal múltiple. *Tecnología y ciencias del agua*, 2(3), 239-247.
- Chae, M. J. (2003). Computerized sewer pipe condition assessment. Baltimore, MD.
- Chow, V. (1994). *Hidráulica de los canales abiertos*. Mcgraw Hill.
- Davies, J. e. (2001). Factors affecting the structural deterioration and collapse of rigid sewer pipes. *Urban Water*, 3, 73-89.
- EMAAP-Q. (2009). *Normas de diseño de sistemas de alcantarillado*. Quito.

- Ferrer, G. R. (2015). Governança transnacional e sustentabilidade. *Escola de Altos Estudos. Itajaí*, 10-12.
- Flores, V. (2014). Vulnerabilidad de la zonas urbanas de Nicaragua ante las inundaciones provocadas por el cambio y la variabilidad climática. *Agua y conocimiento CIRA - UNAM*, 1-9.
- Fornaguera, M., & Vega, T. (2008). Propuesta de metodología para la operación y mantenimiento de las redes de alcantarillado. *Ingeniería Hidráulica y ambiental*, XXIX(1), 1-30.
- García, G. &. (2016). Determinación de la humedad de suelo mediante regresión lineal múltiple con datos TerraSAR-X. *Revista de la Asociación Española de Teledetección*. doi:10.4995/raet.2016.4024
- García, K. (2015). *Diseño de un sistema de almacenamiento temporal de aguas de drenaje urbano*. Quito, Ecuador: UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR. Obtenido de <http://www.dspace.uce.edu.ec/handle/25000/18647>
- García-González, M., Carvajal-Escobar, Y., & Jiménez-Escobar, H. (2007). La gestión integrada de los recursos hídricos como estrategia de adaptación al cambio climático. *Revista Ingeniería y Competitividad. Volumen 9, No. 1*, 19-29.
- Haro P., J. M. (2006). *Manual básico de diseño de estructuras de cambio de nivel y cambio de dirección con flujo a gravedad*. Quito: Escuela Politécnica Nacional.

- Haro P., J. M. (2010). *Análisis de flujo inestable y autoaireado en canales de fuerte pendiente*. Quito: Escuela Politécnica Nacional.
- Hernández Rodríguez, N., Obregón Neira, N., & Torres, A. (2016). Identificación de factores de tipo categórico relacionados con la condición estructural de tuberías de alcantarillado de Bogotá a partir de conceptos de entropía de la información. *Ingeniería Solidaria*, 12(19), 63-71. doi:<http://dx.doi.org/10.16925/in.v12i19.1194>
- Hernández, J., & Rascón, L. (2013). Los Problemas Del Agua Y De Las Cuencas Hidrológicas Vinculados a Las Ciudades. Estudio De Casos De Las Repúblicas De México Y Cuba. *Grupo de Hidrogeografía del Instituto de Geografía de la UNAM*.
- Hidrobo, L. H. (octubre de 2009). *Servicio de catastro de redes de canalización, pozos de revisión, sumideros y descargas, ubicadas en la zona administrativa municipal No. 22*. Quito.
- INAMHI. (2015). ESTUDIO DE LLUVIAS INTENSAS. *Determinación de ecuaciones para el cálculo de intensidades máximas de precipitación*.
- Jaume, A. T. (2016). SISTEMAS URBANOS DE DRENAJE SOSTENIBLE (SUDS): IMPLICACIONES HIDROLÓGICO-HIDRÁULICAS Y AMBIENTALES. *GOVERNANÇA TRANSNACIONAL E SUSTENTABILIDADE*, 139.
- Khan, Z., Zayed, T., & Moselhi, O. (2010). Structural Conditions Assessment of sewer pipelines. *Journal of Performance of constructed facilities*, 24(2), 170-179. doi:10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000081

- Mafla, F. R. (2015). Cuantificación de los impactos de la urbanización en el macro drenaje de la cuenca del río Pasto, Nariño, Colombia.
- Mehle, J. O. (2001). An examination of methods for condition rating of sewer pipelines.
- Momparler, S., & Andrés-Doménech, I. (2008). Los sistemas urbanos de drenaje sostenible: una alternativa a la gestión del agua de lluvia. *Revista Técnica de Medio Ambiente. C&M Publicaciones*, 124, 92-104.
- Monsalve, G. (1995). *Hidrología en la Ingeniería*. Santafé de Bogotá: Escuela Colombiana de ingeniería.
- Muller, K. a. (2007). *Proceedings YWA 2nd Leading-edge Conference in Asset Management*. Lisboa.
- Ortega, P., Hidalgo, X., & Calderón, D. (2018). OPTIMIZACIÓN EXPERIMENTAL Y NUMÉRICA DE SEPARADORES DE CAUDAL EN ALCANTARILLADOS COMBINADOS PARA CIUDADES ANDINAS.
- Pacheco Montes, M. (2009). La gestión del agua lluvia y la reducción de riesgos urbanos. *La gestión del riesgo urbano en América Latina, EIRD*, 25-36.
- Perales, S., & Domenech, I. (2012). Los sistemas urbanos de drenaje sostenible: una alternativa a la gestión del agua lluvia.
- Periódico La Hora. (29 de 01 de 2019). Hunidimientos afectarían 400 casas en Solanda. *La Hora*.

- Ramesh S.V., T. (2010). Modeling climate change uncertainties in water resources management models. *Environmental modelling & Software*, 25(10), 1261 - 1265.
- Ramírez, E. (2008). Impactos del cambio climático y gestión del agua sobre la disponibilidad de recursos hídricos para las ciudades La Paz y El Alto. *Revista virtual REDESMA*, Volumen 2 (3). .
- Román, L. A. (2010). Nueva herramienta para análisis de sistemas de drenaje pluvial urbano. *Revista de Ingeniería Hidráulica y Ambiental*, 31, 15-24.
- Sacoto Molina, D. M. (2017). Estrategias para la recuperación de quebradas en centros urbanos de ciudades andinas, caso de estudio: Azogues-Ecuador.
- Sedano Cruz, R. K. (2012, julio). *Gestión integrado del riesgo de inundaciones en Colombia (Tesis de Maestría)*. Valencia, España.
- SENAGUA. (1992). *Normas para estudio y diseño de sistemas de agua potable y disposición de aguas residuales para poblaciones mayores a 1000 habitantes. CO10.07-601*. Quito.
- Sierra, A. (2009). La política de mitigación de los riesgos en las laderas de Quito: ¿qué vulnerabilidad combatir? . *Bulletin de l'Institut français d'études andines*, 737-753. .
- Simon N. Gosling, N. W. (2011). Simulación de la esorrentía fluvial global actual con un modelo hidrológico global: revisiones del modelo, validación y análisis de sensibilidad. *Hydrological Processes*, 25(7). doi:10.1002/hyp.7727

- Suarez, M. (2012). *Interaprendizaje de Probabilidades y Estadística Inferencial con Excel, Winstats y Graph* (Primera ed.). Ibarra, Ecuador: Imprenta M & V.
- Trujillo, Y. (23 de 03 de 2019). 25 viviendas afectadas y 11 familias evacuadas deja el aluvión del Pinar Alto; vecinos trabajan para remover el lodo. *El Comercio*.
- Tucci, C. (2000). *Hidrología, ciencia y aplicación*. Porto Alegre: Colección ABRH de Recursos hídricos.
- Vaca, A., & Vásquez, D. (2016). *Catastro técnico y modelación hidráulica de la red de alcantarillado combinado de la parroquia Nono del Distrito Metropolitano de Quito con SWMM (Versión 5.1. 010)*. Quito: Pontificia Universidad Católica del Ecuador.
- Vaca, M., Aunier, F., & Vásquez Chávez, D. S. (2016). *Catastro técnico y modelación hidráulica de la red de alcantarillado combinado de la parroquia Nono del Distrito Metropolitano de Quito con SWMM (Versión 5.1. 010)*. Quito: Pontificia Universidad Católica del Ecuador.
- Valeri, A. V. (2014). Rehabilitación hidrológica urbana.
- Vidal, X., Burgos, L., & Zevallos, O. (2018). 11 Protección y recuperación ambiental de las laderas del Pichincha en Quito, Ecuador. *Agua y Ciudades en América Latina*, 173.
- Vuille, M. (2013). El cambio climático y los recursos hídricos en los Andes Tropicales. *Unidad de salvaguardias ambientales*. , Nota técnica # IDB-TN-517.
- WRc. (2001). Sewer Rehabilitation Manual. *Water Research Council Publicatios*.

Yang, J. (2004). Road crack condition performance modeling using recurrent MARKov chains and artificial neural networks.

Zeitún, E. L., & Caballero, C. M. (2015). Riesgos y morfología urbana: ciudades en planicies y laderas. *Ciencias Espaciales*, 8(2), 115-133. doi:2521-5868

ANEXOS

5.1. NORMATIVA BÁSICA A EMPLEARSE EN EL ECUADOR

Todas las actividades dedicadas a la solución de problemas que tienen relación con sistemas de alcantarillado deben cumplir y satisfacer los requerimientos expresados en las normas técnicas emitidas por el ex IEOS (Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias), actualmente lo que constituye la Secretaría Nacional del Agua SENAGUA), y por las disposiciones, regulaciones y ordenanzas locales de cada gobierno municipal, dentro de su ámbito jurisdiccional. El alcance de las normas que se indican a continuación, por ningún concepto, serán inferiores a lo definido por otras normas o legislaciones vigentes (EMAAP-Q, 2009).

La principal normativa a cumplirse es:

- Norma Técnica Ecuatoriana NTE INEN 1-108:2006
- Normas para estudio y diseño de sistemas de agua potable y disposición de aguas residuales para poblaciones mayores a 1000 habitantes, CO 10.07 – 601
- Normas de diseño para sistemas de abastecimiento de agua potable, disposición de excretas y residuos líquidos en el área rural. Norma CO 10.07 – 602 – Revisión

La Empresa Metropolitana de Agua Potable y Saneamiento, EPMAPS, también ha actualizado y adecuado las normas arriba referidas para establecer un código adecuado a la realidad del Distrito Metropolitano de Quito, mediante:

- Normas de diseño de sistemas de alcantarillado para la EMAAP-Q: 01-AL-EMAAP-Q-2009

De igual manera, se deben tener presentes todas las estipulaciones ambientales, que se recogen en la normativa:

- Ley de Gestión Ambiental (R.O. No. 245 1999-07-30)
- Texto Unificado de Legislación Ambiental Secundaria del Ministerio de Ambiente (R.O. 2003-03-31, Libro VI de la Calidad Ambiental (TULA), para definir el alcance de los estudios de impacto ambiental

Actividades de campo: todas las actividades realizadas siguieron el procedimiento establecido por la entidad de control en el DMQ, de forma que la información nueva obtenida fue fácilmente incorporada a la que se dispone en los archivos existentes.

5.2. COEFICIENTES Y ECUACIONES REFERENCIALES EN REDES DE ALCANTARILLADO

Tabla 5.2.1. Contribución industrial de acuerdo a la complejidad del sistema

Nivel de complejidad del sistema	Contribución industrial (l/s/ha-ind)
Bajo	0,4
Medio	0,6
Medio alto	0,8
Alto	1,0 – 1,5

Fuente: (EMAAP-Q, 2009)

Tabla 5.2.2. Contribución comercial

Nivel de complejidad del sistema	Contribución comercial (l/s/ha-com)
Todos los niveles	0,4 – 0,5

Fuente: (EMAAP-Q, 2009)

Tabla 5.2.3. Contribución institucional

Nivel de complejidad del sistema	Contribución institucional (l/s/ha-ins)
Todos los niveles	0,4 – 0,5

Fuente: (EMAAP-Q, 2009)

Tabla 5.2.4. Coeficientes de escorrentía para áreas rurales

Vegetación y Topografía		Textura del Suelo		
		Limo arenoso abierto	Arcilla y limo	Arcilla abierta
Bosque	Plano pend 0-5%	0,10	0,30	0,40
	Ondulada pend 5-10%	0,25	0,35	0,50
	Montañosa pend 10-30%	0,30	0,50	0,60
Pastur	Plano	0,10	0,30	0,40
	Ondulada	0,16	0,36	0,55

	Montañosa	0,22	0,42	0,60
Cultivado	Plano	0,30	0,50	0,60
	Ondulada	0,40	0,60	0,70
	Montañosa	0,52	0,72	0,82

Fuente: (ASCE, 1976)

Tabla 5.2.5. Coeficientes de escorrentía para áreas urbanas

Descripción del Área	Coeficiente de Escorrentía
Negocios	
Centro	0,70 a 0,95
Barrios	0,50 a 0,60
Residencial	
Uni-familiar	0,30 a 0,50
Multi-unidades, contiguas	0,40 a 0,60
Departamentos	0,50 a 0,70
Industrias	
Livianas	0,50 a 0,80
Pesadas	0,60 a 0,90
Sin Mejoras	0,10 a 0,30

Fuente: (ASCE, 1976)

Tabla 5.2.6. Coeficientes de escorrentía para áreas combinadas

Carácter de la Superficie	Coeficientes de Escorrentía
Pavimento	
Asfáltica y Concreto	0,70 a 0,95
Techos	0,75 a 0,95
Tierras, suelo arenoso	
Llano, 2 %	0,05 a 0,10
Medio, 2 a 7 %	0,10 a 0,15
Profundo, 7 %	0,15 a 0,20
Tierras, suelo denso	
Llano, 2 %	0,13 a 0,17
Medio, 2 a 7 %	0,18 a 0,22
Profundo, 7 %	0,25 a 0,35

Fuente: (ASCE, 1976)

Tabla 5.2.7. Ecuaciones para definir el Tiempo del Flujo Superficial

Nombre	Ecuación para t_c	Notas
Kerby (1959)	$t_c = 1,440 \cdot \left[\frac{N \cdot L}{\sqrt{S}} \right]^{0,467}$	L < 366 m, valores de N son dados en el Cuadro 4.6.
Agencia Federal de Aviación	$t_c = \frac{5,91 \cdot [1,1 - C] \cdot L}{\sqrt[3]{100 \cdot S}}$	áreas de aeropuerto C = coeficiente de escorrentía

Izzard (1946)	$t_c = \frac{2 \cdot 0,51 \cdot 0,00071 + c}{60 \cdot S^{1/3}} \cdot L \cdot \left[\frac{i \cdot L}{43200} \right]^{-2/3}$ <p>Donde: t_c = tiempo de flujo sup. (min) L = longitud de la cuenca (m), S = pendiente de la cuenca (m/m), i = intensidad de lluvia (mm/hs)</p>	$i \cdot L < 500$, valores dados en el Cuadro 4.7.
---------------	----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	-----------------------------------------------------

Fuente: (EMAAP-Q, 2009)

Tabla 5.2.8. Tiempo de retorno de acuerdo al tipo de obra

Tipo de obra	Tipo de ocupación del área de influencia de la obra	Tr (años)
Microdrenaje	Residencial	2
Microdrenaje	Comercial	5
Microdrenaje	Área con edificios de servicio público	5
Microdrenaje	Aeropuertos	5
Microdrenaje	Áreas comerciales y vías de tránsito intenso	5-10
Macro drenaje	Áreas comerciales y residenciales	50-100
Macro drenaje	Áreas de importancia específica	100 o más

Fuente: (Tucci, 2000)

Tabla 5.2.9. Valores máximos de “V” en función del material del conducto

Material de la tubería	Velocidad máxima (m/s)
Concreto simple hasta 45 cm de diámetro	3,00
Concreto reforzado de 60 cm de diámetro o mayores	3,50
Concreto pretensado	3,50
Acero con revestimiento	5,00
Acero sin revestimiento	5,00
Acero galvanizado	5,00
Asbesto cemento	5,00
Hierro fundido	5,00
Hierro dúctil	5,00
Polietileno de Alta Densidad (PEAD)	7,00
Policloruro de Vinilo (PVC)	10,00

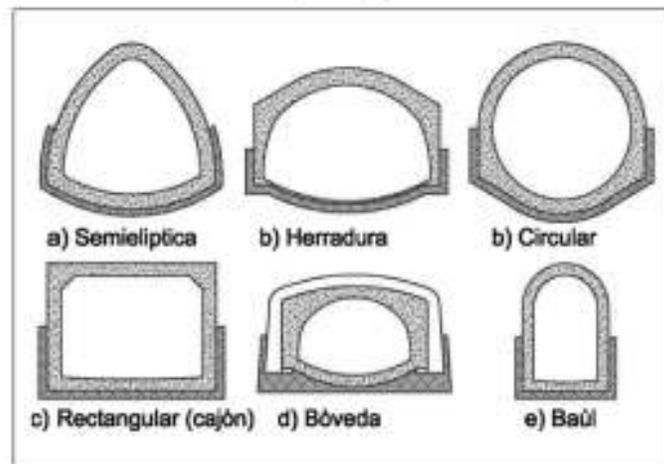
Fuente: (EMAAP-Q, 2009)

Tabla 5.2.10. Profundidad mínima de conductos

ZONA	PROFUNDIDAD (m)
(a): Peatonal o verde	1,50
(b): Vehicular	1,50

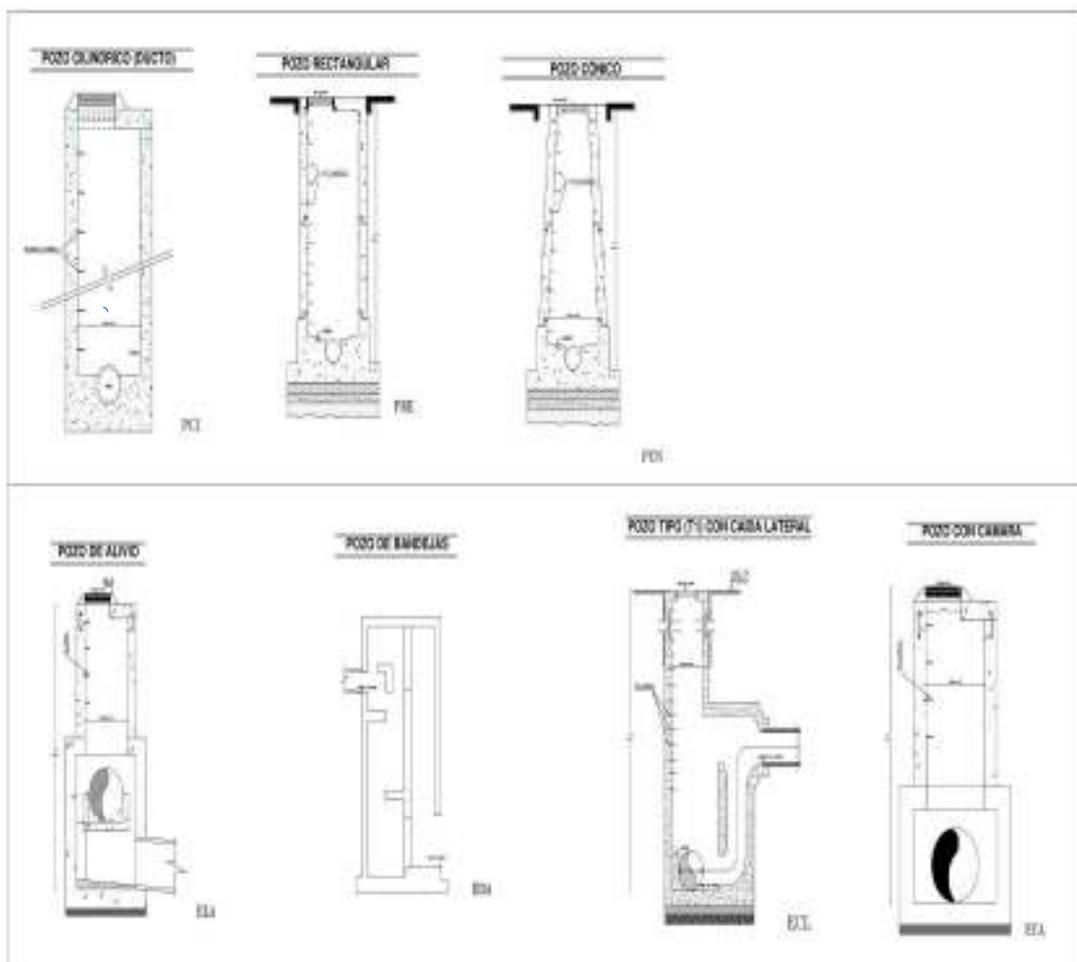
Fuente: (EMAAP-Q, 2009)

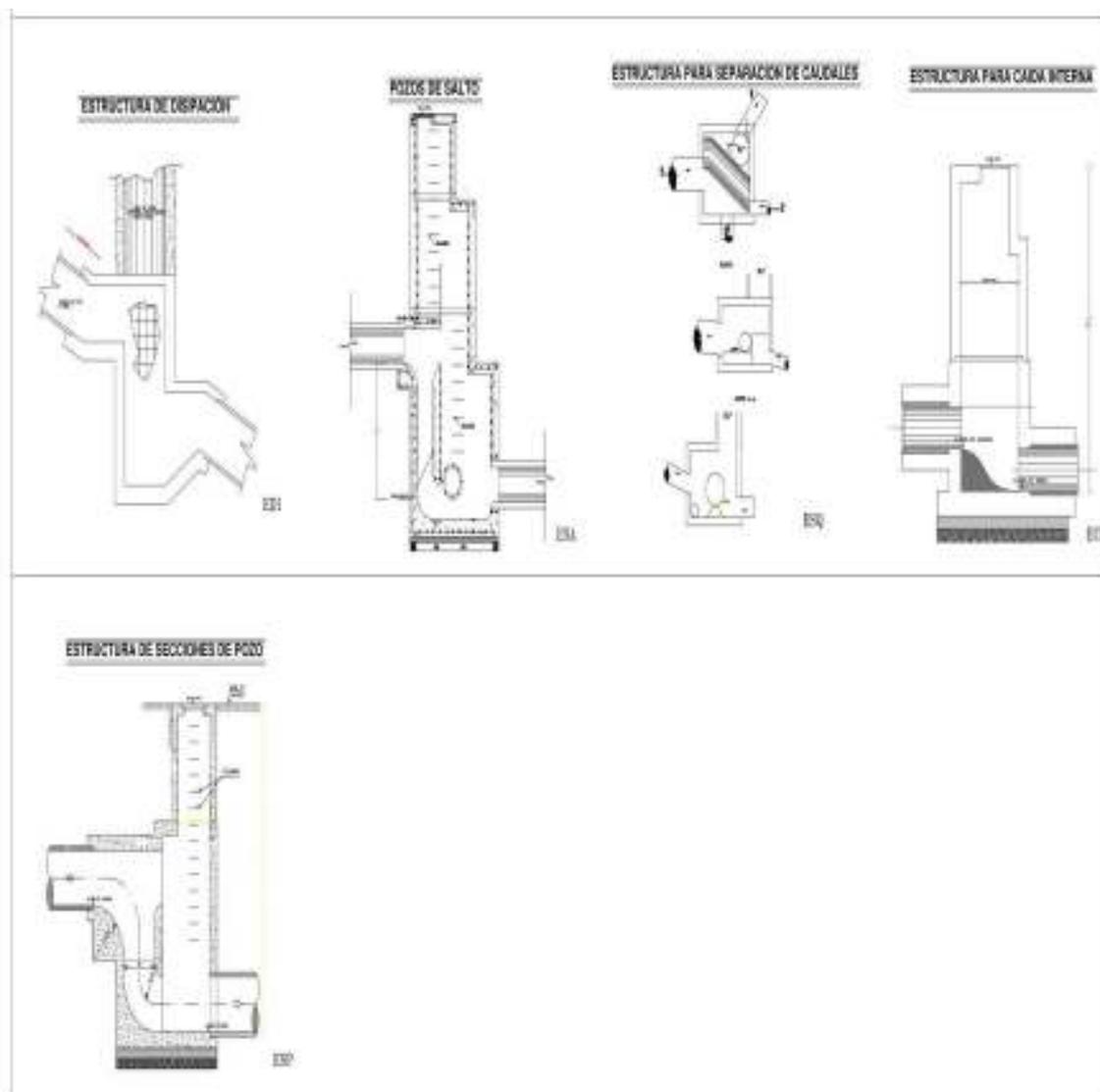
Ilustración 5.1. Secciones transversales típicas en redes de alcantarillado



Fuente: (EMAAP-Q, 2009)

Ilustración 5.2. Secciones transversales típicas de estructuras de control





Secciones transversales típicas de estructuras de control (continuación)

Las figuras presentadas en la ilustración 6.2 muestran las secciones transversales de las secciones de control más comunes que se presentan en las redes de alcantarillado combinado del DMQ.

5.3. ESTADO DEL ARTE

Tabla 5.3.1. Estado del arte, investigaciones complementarias

INVESTIGADOR	NOMBRE DEL TRABAJO	ESTADO DEL ARTE			RESULTADOS
		AÑO Y LOCALIZACIÓN	CARACTERÍSTICAS DEL ESTUDIO/EXPERIMENTACIÓN	PROPÓSITO	
Gutiérrez Hernández, José Evelio; y Maderrey Rascón, Laura Elena	LOS PROBLEMAS DEL AGUA Y DE LAS CUENCAS HIDROLÓGICAS VINCULADOS A LAS CIUDADES. ESTUDIO DE CASOS DE LAS REPÚBLICAS DE MÉXICO Y CUBA	2013. Instituto de Geografía de la UNAM	Texto que recopila varios trabajos científicos relacionados con la problemática del agua en los países de México y Cuba.	Permitir el conocimiento de los trabajos realizados en diferentes momentos.	Se presentan varios resultados aplicados a la problemática inherente al manejo de los recursos hídricos en los países de estudio.
Agrefo Cardona, Gustavo Adolfo	La cuenca urbana como unidad territorial para la planificación del desarrollo sostenible en ciudades de media montaña del Trópico Andino. Propuesta de una metodología de planificación y diseño de la estructura construida, circulatoria, verde e hídrica en cuencas urbanas de ciudades de media montaña andina en Colombia: Caso Manizales	2013. Universidad Politécnica de Catalunya. Tesis doctoral	Tesis de doctorado donde se analizan los problemas que se generan en una cuenca hidrográfica, con la visión de todos los componentes existentes en un asentamiento urbano y sus posible soluciones. Caso de estudio: la ciudad de Manizales.	Estudiar las cuencas hidrográficas con el objeto de definir la importancia en los planes de ordenamiento territorial y en la evolución del ser humano.	Establece varios criterios desde diferentes visiones: estructura hídrica, planificación urbana, sistemas de educación, infraestructura construida, gestión de políticas públicas, estructura verde, transporte y gestión circulatoria
Trapote Jaume, Arturo. Ferrer Real, Gabriel; Garcia Siqueira, Denise; Dantas Burzaglo, Marcelo	Gestión de las aguas pluviales en entornos urbanos mediante técnicas de drenaje sostenible	2016. Universidad de Alicante. Universidad Paranaense	Implicaciones hidrológicas - hidráulicas de la implantación de SUDS en entornos urbanos	Relacionar las disminuciones del coeficiente de escorrentía asociados a diversos grados de implementación de SUDS, aplicando el método Racional y la fórmula de Manning	Las reducciones porcentuales del coeficiente de escorrentía implican reducciones porcentuales idénticas del caudal de escorrentía generado en la cuenca; y por tanto, una reducción en el diámetro del colector, y una menor probabilidad de riesgo de inundación. Los resultados obtenidos son en base a un "caso supuesto".
Flores Meza, Leyva	Vulnerabilidad de la Zonas Urbanas de Nicaragua ante las Inundaciones provocadas por el Cambio y la Variabilidad Climática	2014. Revista Agua y Conocimiento CIRA-UNAN. Universidad Nacional Autónoma de Nicaragua	Evaluación que se sustenta en la definición de "vulnerabilidad" (IPCC, 2001) luego del análisis de la información existente para la exposición, sensibilidad y adaptación al cambio climático de las principales ciudades de Nicaragua	Evaluar la vulnerabilidad de los centros urbanos de Nicaragua debido al cambio y variabilidad climática y sus repercusiones en la provisión de agua y alcantarillado a los sitios poblados	El manejo inadecuado de las cuencas provoca incrementos en el escurrimiento y aumenta las posibilidades de efectos negativos y desagradables: Hace falta soluciones integrales de gestión, con estudios geológicos, hidrológicos, climáticos que se involucren en la planificación y ordenamiento territorial.
Elsa Lily Caballero Zeitún, Celina Michelle Sosa Caballero	Los riesgos urbanos y la justicia urbana en Centroamérica	2015. Memorias XIV conferencia iberoamericana de sistemas de información geográfica (parte II). Honduras	Analiza la importancia del emplazamiento de las zonas urbanas pobladas frente a los riesgos de inundaciones, basándose en tres componentes: tipología básica de emplazamiento de las ciudades, las ciudades en laderas y las emplazadas en planicies	Estudio de riesgos urbanos en Honduras en base a la morfología de ciudades en planicies y laderas. Analizar el tipo de emplazamiento y ubicación de centros poblados en relación a las amenazas hidrometeorológicas, con el objeto de determinar en mejores condiciones una planificación urbana sostenible.	Las acciones antrópicas sobre los patrones de uso del suelo, son las que incrementan la probabilidad de riesgo y daño

ESTADO DEL ARTE					
INVESTIGADOR	NOMBRE DEL TRABAJO	AÑO Y LOCALIZACIÓN	CARACTERÍSTICAS DEL ESTUDIO/EXPERIMENTACIÓN	PROPÓSITO	RESULTADOS
Valeri Andrés, et al	Rehabilitación hidrológica urbana	2014, Universidad de Cantabria	Para urbanizar grandes áreas se requiere la impermeabilización del suelo natural, lo que implica graves problemas en la gestión del agua de escorrentía en los centros poblados. Se estudian las características y comportamiento de los SUDS, así como su incidencia económica en procesos de regeneración urbana.	Estudiar los SUDS como elementos que ayuden en el equilibrio del ciclo natural del agua en centros urbanos y poblados	Los SUDS reducen el volumen y caudal de escorrentía superficial, convirtiéndolos en elementos de gran potencial para mejorar las condiciones hidrológicas urbanas.
Sacoto Molina, Diana Monserrat	ESTRATEGIAS PARA LA RECUPERACIÓN DE QUEBRADAS EN CENTROS URBANOS DE CIUDADES ANDINAS, CASO DE ESTUDIO: AZOGUES - ECUADOR". Tesis de magister	2017, Universidad de Cuenca, Ecuador	Estudio de 19 quebradas en la ciudad de Azogues, Ecuador: componentes naturales y artificiales mediante análisis de mapas y fotos satelitales. Se analizaron los índices IHF, QBR-And, ABI.	Recuperación de las condiciones de las quebradas estudiadas.	Mejoramiento de la imagen, generación de infiltración en el entorno urbanizado, estabilización de taludes, generación de sistemas de alcantarillado, riego y gestión de aguas grises, entre otros.
Mafia Chamorro, Francisco Ricardo	Cuantificación de los impactos de la urbanización en el macro drenaje de la cuenca del río Pasto, Nariño, Colombia. Tesis de maestría en ciencias de Ingeniería	2015, Universidad Nacional de Córdoba, Argentina	Emplea modelos matemáticos (SWMW, City Drain, Qual2Kw) para simular las condiciones actuales del funcionamiento de las redes de drenaje y su proyección en el tiempo, con una valoración de ventajas y desventajas. Caso de estudio: la cuenca del río Pasto, en la República de Colombia.	Describir los aspectos asociados a los procesos de urbanización, identificando los impactos y los mecanismos para manejarlos.	Conocer con mayor profundidad los problemas relacionados al drenaje urbano e incorporar medidas para su mitigación, lo que se aprecia en la mejor planificación de la ciudad.
Mina Vaca, Aunner Fabián; Vásquez Chávez, Daniel Sebastián	Catastro técnico y modelación hidráulica de la red de alcantarillado combinado de la parroquia Nono del Distrito Metropolitano de Quito con SWMM (Versión 5.1.010)	2016, Universidad Católica del Ecuador	Simular la red existente de alcantarillado con varios escenarios para los periodos de retorno de 5 y 10 años	Levantar la información catastral de la red de alcantarillado y modelar hidráulicamente dicha red empleando el paquete computacional SWMM (versión 5.1.010)	Para los escenarios propuestos, con los resultados del paquete computacional, se plantean dos alternativas de diseño para satisfacer las necesidades de los usuarios
Ing. Luis Alejandro Sánchez Román	Nueva herramienta para análisis de sistemas de drenaje pluvial urbano	2010, Centro de Investigación en Recursos Hídricos, Universidad Nacional Experimental Francisco de Miranda, Complejo Académico Los Perrozo.	El crecimiento de las ciudades necesita mejorar los servicios públicos (drenaje urbano). Muchas zonas urbanas llanas costeras sufren anegamiento provocado por precipitaciones intensas y por la falta de una red de drenaje pluvial adecuada al desarrollo urbano actual.	Se presenta una propuesta novedosa que se basa en herramientas informáticas para analizar el funcionamiento de sistemas de drenaje en zonas predominantemente planas, bajo un enfoque sustentable.	Se muestra una nueva experiencia desarrollada en el Centro de Investigación de Recursos Hídricos en la UNEFM para abordar estos problemas mediante el empleo aplicaciones de los SIG y integrados con modelos matemáticos.

ESTADO DEL ARTE					
INVESTIGADOR	NOMBRE DEL TRABAJO	AÑO Y LOCALIZACIÓN	CARACTERÍSTICAS DEL ESTUDIO/EXPERIMENTACIÓN	PROPÓSITO	RESULTADOS
Patricio Ortega, et al	OPTIMIZACIÓN EXPERIMENTAL Y NUMÉRICA DE SEPARADORES DE CAUDAL EN ALCANTARILLADOS COMBINADOS PARA CIUDADES ANDINAS	2018. Escuela Politécnica Nacional. CIERHI	Modelo físico y matemático que permiten optimizar las dimensiones de las diferentes estructuras de separadores de caudales en las redes de alcantarillado combinado en ciudades andinas.	Realizar varios cambios a la geometría de los separadores de caudales generalmente construidos por parte de la EPMAPS	Optimización de las estructuras de separación de caudales, cuyo flujo es supercrítico debido a las fuertes pendientes de las ciudades andinas. Los resultados del modelo físico han sido mejorados y optimizados por el empleo del modelo matemático,
Vidal, X, et al	Protección y recuperación ambiental en las laderas del Pichincha en Quito - Ecuador	2018, EPMAPS.	Explica todas las obras civiles realizadas en el flanco oriental del macizo montañosos Pichincha - Atacazo, con el objeto de mitigar los riesgos por el abuso indiscriminado en el avance urbanístico del sector.	Describir la implementación del plan integral de gestión para el drenaje urbano y los riesgos asociados con los problemas ambientales que tienen que ver con la población en laderas.	Involucrar a todas las entidades que proveen servicios urbanos y comunidades usuarias. Empoderar a los usuarios de las obras civiles que se construyan en las laderas y zonas de peligro. Estas obras deben ser constantes en el tiempo, pues se las debe mantener y ampliar.

5.4. COMPONENTES DE LAS FICHAS CATASTRALES

Tabla 5.4.1. Información general del elemento catastrado

FORMULARIO No.	F0834
CUENCA	P061
POZO No.	P061C029
Realizado Por:	ING. LUIS H. HIDROBO ALMEIDA
Fecha:	28 DE JUNIO DEL 2008
Area No:	22

Fuente: Elaborado por L. H. Hidrobo

Tabla 5.4.2. Información de la ubicación del elemento catastrado

PARROQUIA:	<u>SOLANDA</u>
BARRIO:	<u>SOLANDA</u>
CALLE:	<u>GUERRA SIMON</u>
TIPO DE CALZADA:	<u>ASFALTO</u>
COLECTOR:	<u>JOSÉ MARÍA ALEMÁN</u>

Fuente: Elaborado por L. H. Hidrobo

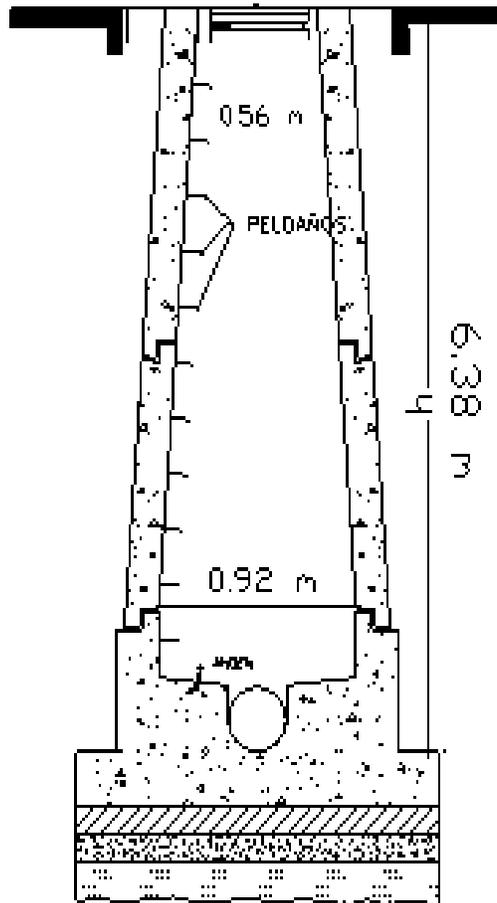
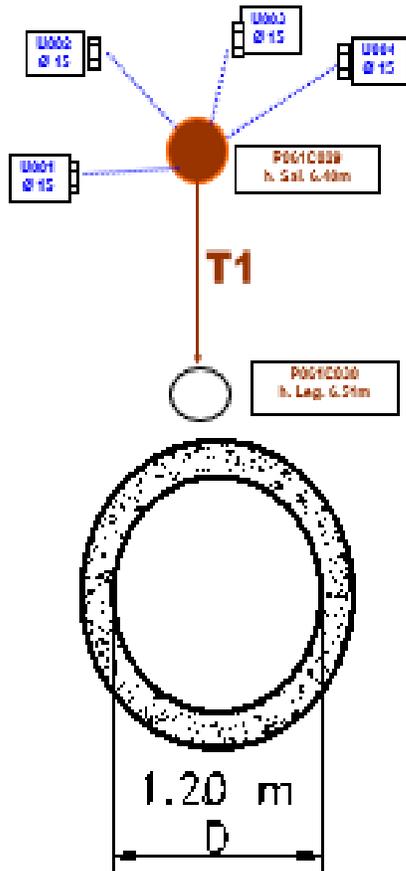
Tabla 5.4.3. Descripción de la información de los elementos catastrados

IDENTIFICACIÓN			
CALLE	RAMAL	SECUENCIA	FORMULARIO
GUERRA SIMON	19	1S	F0834
GUERRA SIMON	19	2S	F0833
VENANCIO ESTANDOQUE	19	1T	F0832
VENANCIO ESTANDOQUE	19	1U	F0831
VENANCIO ESTANDOQUE	19	1V	F0830
VENANCIO ESTANDOQUE	19	1W	F0829

Fuente: Elaborado por L. H. Hidrobo

Ilustración 5.3. Tipo del elemento catastrado

PLANTA Y CORTE DE POZO



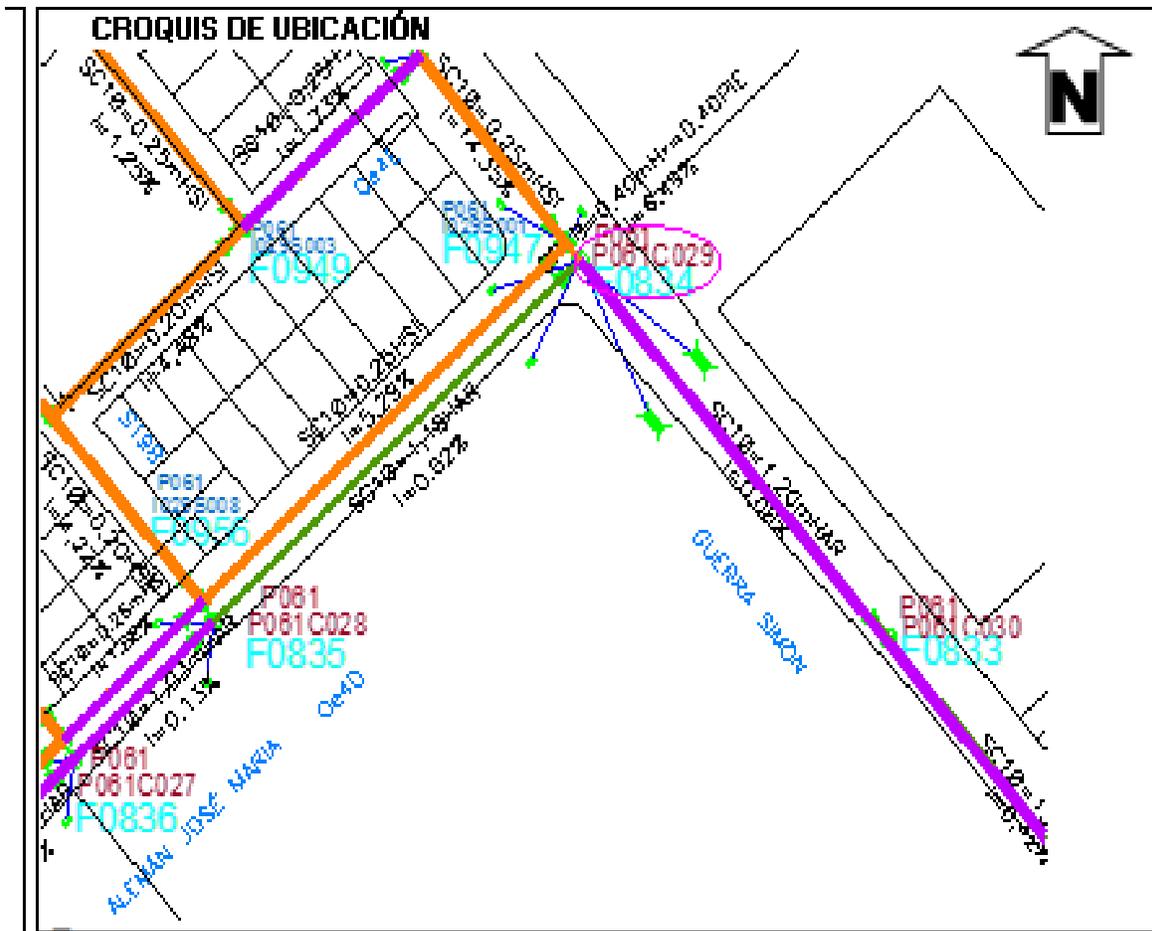
Tipo seccion

SC1

PCN

Fuente: (EMAAP-Q, 2009)

Ilustración 5.4. Croquis de ubicación del elemento catastrado



Fuente: (EMAAP-Q, 2009). Elaborado por L. H. Hidrobo

Tabla 5.4.4. Información de datos adicionales al elemento catastrado

OTROS	
Tipo:	Descripción:
	WGS84 PSAD 56
NORTE:	
ESTE:	
COTA:	

Fuente: (EMAAP-Q, 2009)

Tabla 5.4.5. Información catastral de los pozos de revisión

POZOS					
WGS 84		PSAD 56		MATERIAL	ESTADO
NORTE	9,979,266.470	9,979,633.365	Paredes	HSI	BUE
ESTE	498,976.841	499,215.150	Fondo	HSI	BUE
COTA	2,932.060	2,932.060			
Captación	NO	ESCALERA		TAPA	
Forma del Pozo	PRE	T. de Escalera:	ALT 42	Ø Tapa(m)	
Estructura en el interior	NIN	Material	HIE	Area(LxA)	1 x 0.6
Profundidad(m)	17.47	Estado	BUE	Material	HFU
Ø (m)		Estado		Material	BUE
Sección (m) (LxA)	1.15 x 1.15				

Fuente: (EMAAP-Q, 2009). Elaborado por L. H. Hidrobo

Tabla 5.4.6. Información catastral de rejillas y sumideros

REJILLAS Y SUMIDEROS												
Código	WGS 84			PSAD 56			DETALLES					
	NORTE	ESTE	COTA	NORTE	ESTE	COTA	AREA(m)		TIPO	MATERIAL	ESTADO	UBICACION
							L	A				
U001	9979256.719	498983.468	2930.645	9979623.614	499221.777	2930.645	0.50	0.36	CAL	HFU	BUE	N27A
U002	9979276.357	498967.003	2933.496	9979643.252	499205.312	2933.496	0.50	0.36	CAL	HFU	BUE	N27A
U003	9979279.512	498972.272	2933.441	9979646.407	499210.581	2933.441	0.50	0.36	CAL	HFU	BUE	N27A

Fuente: (EMAAP-Q, 2009). Elaborado por L. H. Hidrobo

5.5. PARÁMETROS HIDRÁULICOS

Tabla 5.5.1: Parámetros básicos para el caudal sanitario

Dotación	200	l/hab/día
Ílícitas	0.0075	l/S/hab
Coef. Manning	0.013	
Densidad	150	hab/Ha
Coefficiente de Escorrentía	0.7	
Período de retorno	15	

Fuente: (EMAAP-Q, 2009).

Tabla 5.5.2: Valores recomendados para el coeficiente “c”

VALORES USADOS PARA DETERMINAR UN COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA SEGÚN LAS CARACTERÍSTICAS DE LA SUPERFICIE			
Descripción del área	Tiempo de retorno (años)		
	2	5	10
Asfáltico	0,73	0,77	0,81
Concreto / techo	0,75	0,80	0,83
Zonas verdes (jardines, parques, etc) cubierta de pasto el 50% del área			
Plano 0 – 2%	0,32	0,34	0,37
Promedio 2 – 7%	0,37	0,40	0,43
Pendiente superior a 7%	0,40	0,43	0,45
Zonas verdes (jardines, parques, etc) cubierta de pasto del 50 al 75% del área			
Plano 0 – 2%	0,25	0,28	0,30
Promedio 2 – 7%	0,33	0,36	0,38
Pendiente superior a 7%	0,37	0,40	0,42
Zonas verdes (jardines, parques, etc) cubierta de pasto mayor al 75% del área			
Plano 0 – 2%	0,21	0,23	0,25
Promedio 2 – 7%	0,29	0,32	0,35
Pendiente superior a 7%	0,34	0,37	0,40
Área de cultivos			
Plano 0 – 2%	0,31	0,34	0,36
Promedio 2 – 7%	0,35	0,38	0,38
Pendiente superior a 7%	0,39	0,42	0,44
Pastizales			
Plano 0 – 2%	0,25	0,28	0,30
Promedio 2 – 7%	0,33	0,36	0,38
Pendiente superior a 7%	0,37	0,40	0,42
Bosques			
Plano 0 – 2%	0,22	0,25	0,28
Promedio 2 – 7%	0,31	0,34	0,36
Pendiente superior a 7%	0,35	0,39	0,41

Fuente: (EMAAP-Q, 2009)

Tabla 5.5.3: Valores de infiltración

Nivel de complejidad del sistema	Valores de caudal por infiltración		
	Infiltración alta (l/s – ha)	Infiltración media (l/s – ha)	Infiltración baja (l/s – ha)
Bajo y medio	0,1 – 0,3	0,1 – 0,3	0,05 – 0,2
Medio alto y alto	0,15 – 0,40	0,1 – 0,3	0,05 – 0,2

Fuente: (EMAAP-Q, 2009)

Tabla 5.5.4: Valores del coeficiente “n” de Manning

Material de revestimiento	Coeficiente “n”
Tubería de PVC/PEAD/PRFV	0,011
Tubería de hormigón (con buen acabado)	0,013
Tubería de hormigón con acabado regular	0,014
Mampostería de piedra, juntas con mortero de cemento	0,020
Mampostería de piedra partida acomodada (sin juntas)	0,032
Ladrillo juntas con mortero de cemento	0,015
Tierra (trazo recto y uniforme) sin vegetación	0,025

Fuente: (EMAAP-Q, 2009)

5.6. CLASIFICACIÓN DE ELEMENTOS DE ACUERDO AL CRITERIO DE ANA & BAUWENS (2010)

Tabla 5.6.1. Pozos discretizados y validados

FORMULARIO	PARROQUIA	UBICACIÓN		ESTADO DE FALLA							FACTORES DE FALLAS					
		BARRIO	CALLE	AGRIETAMIENTO POR CARGAS VERTICALES	DEFECTOS INICIALES		JUNTAS O CONEXIONES EN LAS TUBERIAS		EROSION EN LAS JUNTAS	MORTEROS / HORMIGONES	COLAPSO TOTAL	FISICOS	MEDIOAMBIENTE	OPERACIONALES	CONSTRUCTIVAS	
					MALAS CIMENTACIONES	DEFICIENCIAS CONSTRUCTIVAS	CONEXIONES EN LAS TUBERIAS	EROSION EN LAS JUNTAS								MORTEROS / HORMIGONES
F0568	Solanda	El Comercio	Oe2H			X	X	X						X		X
F0528	Solanda	Santa Rita	Av. Solanda				X	X						X		X
F0490	Solanda	El Comercio	Oe3H				X	X						X		X
F0527	Solanda	Santa Rita	Av. Solanda				X	X						X		X
F0581	Solanda	El Comercio	Tnte. Hugo Ortiz			X	X	X						X		X
F0719	Solanda	Solanda	Escobar Jacinto			X	X	X						X		X
F0658	Solanda	Solanda	Velanda Domingo			X	X	X						X		X
F1093	Solanda	Solanda	Oe4C			X	X	X						X		X
F0859	Solanda	Solanda	Alemán José María			X	X	X						X		X
F0929	Solanda	Solanda	Oe3I			X	X	X						X		X
F0938	Solanda	Solanda	Oe3H			X	X	X						X		X
F0920	Solanda	Solanda	Bravo Salvador			X	X	X						X		X
F0919	Solanda	Solanda	Bravo Salvador			X	X	X						X		X
F0879	Solanda	Solanda	Oe3L			X	X	X						X		X
F0878	Solanda	Solanda	Oe3I				X	X						X		X
F0877	Solanda	Solanda	Oe3H				X	X						X		X
F0907	Solanda	Solanda	Oe3L				X	X						X		X
F0975	Solanda	Solanda	Oe4E				X	X						X		X
F0840	Solanda	Solanda	Alemán José María	X			X	X						X		X
F1195	Solanda	Solanda	Viteri José				X	X						X		X
F1389	Solanda	Solanda	Oliva Domingo			X	X	X						X		X
F0997	Solanda	Solanda	Pedro Benavente				X	X						X		X
F1321	Solanda	Solanda	Av. Solanda			X	X	X						X		X
F1359	Solanda	Solanda	Oe4H			X	X	X						X		X
F1363	Solanda	Solanda	S24			X	X	X						X		X
F1261	Solanda	Solanda	Pedro Benavente				X	X						X		X
F1260	Solanda	Solanda	Pedro Benavente				X	X						X		X
F1129	Solanda	Solanda	Av. Aljavi				X	X						X		X
F2065	Solanda	La Gatazo	El Cisne			X	X	X						X		X
F2054	Solanda	La Gatazo	Chumunde				X	X						X		X
F1176	Solanda	Solanda	López Joaquín				X	X						X		X
F1177	Solanda	Solanda	Guerra Simón				X	X						X		X
F1625	Solanda	Solanda	La Gatazo				X	X						X		X
F1859	Solanda	Reino de Quito	S18F			X	X	X						X		X
F1858	La Mena	Reino de Quito	Encomenderos											X		X
F2017	Solanda	La Gatazo	Jirra											X		X
F2009	Solanda	La Gatazo	Quebrada Rio Grande											X		X
F1378	Solanda	Solanda	Av. Cardenal de la Torre					X						X		X

Elaborador por: L.H. Hidrobo

5.7. FOTOGRAFÍAS

Respaldo fotográfico para la validación de información



F0568



F528



F0490



F527



F0581



F0719



F0658



F1093



F0859



F0929



F0938



F0920



F0919



F0879



F0878



F0877



F0907



F0975



F0840



F1195



F1389



F0997



F1321



F1359



F1363



F1261



F1260



F1129



F2065



F2054



F1776



F1777



F1625



F1859



F1858



F2017



F2209



F1738

5.8. POZOS DISCRETIZADOS Y VALIDADOS

El autor del presente trabajo mantiene respaldos físicos y digitales de toda la información levantada en campo (Hidrobo, 2009).

Tabla 5.8.1. Pozos discretizados y validados

CUENCA	No. DE POZOS	No. DE POZOS DEFECTUOSOS	No. POZOS EN BUEN ESTADO
1	60	10	50
2	18	0	18
3	69	20	49
4	96	48	48
5	13	2	11
6	152	22	130
7	145	55	90
8	216	61	155
9	341	121	220
10	62	20	42
11	208	64	144
12	50	27	23
13	12	6	6
14	2	0	2
15	23	0	23
16	29	25	4
17	185	57	128
18	331	102	229
19	11	8	3
TOTAL	2023	648	1375
TOTAL POZOS			2023
POZOS CON DESPERFECTOS			648
POZOS VALIDADOS CON FOTOGRAFÍAS			476

Elaborador por: L.H. Hidrobo

5.9. COMPARACIÓN ENTRE K y el número de Froude

Tabla 5.9.1 Información de la MEH

DATOS RECOPIADOS DE CAMPO								
ELEMENTOS OBSERVADOS CON DAÑOS Y DETERIOROS								
No.	CUENCA	UBICACIÓN	FORMULARIO	DIÁMETRO	LONGITUD	PENDIENTE	VELOCIDAD	FROUDE
				X ₁ (m)	X ₂ (m)	X ₃ (-)	X ₄ (m/s)	Y (-)
1	C9	S22A	F0991	0.25	30.42	0.67	1.20	0.77
2		Oe4I	F0990	0.30	22.41	0.20	1.09	0.64
3		BENAVENTE PEDRO	F0989	0.30	30.63	0.69	1.29	0.75
4		S22A	F0983	0.40	35.55	0.32	1.26	0.63
5		Oe3J	F1034	0.20	22.13	0.68	1.92	1.37
6		BARRETO JUAN	F1030	0.30	76.43	0.95	1.35	0.79
7		BARRETO JUAN	F1029	0.30	3.76	1.97	2.10	1.23
8		AGUDO JOSE	F1052	0.20	25.56	0.78	0.93	0.66
9		DELGADO JOSE	F1050	0.35	67.26	0.53	1.66	0.90
10		Oe3J	F1055	0.25	30.41	0.86	1.40	0.89
11		BELTRAN LUIS	F1063	0.25	22.26	1.11	1.48	0.95
12		BELTRAN LUIS	F1062	0.25	30.47	1.11	1.96	1.25
13		BELTRAN LUIS	F1061	0.25	38.43	1.71	2.17	1.39
14		Oe3K	F1054	0.20	37.59	0.93	1.16	0.83
15		DELGADO JOSE	F1049	0.40	12.87	0.84	1.84	0.93
16		DELGADO JOSE	F1048	0.40	15.64	0.82	2.14	1.08
17		DELGADO JOSE	F1047	0.40	14.52	1.23	2.23	1.12
18		S23E DELGADO JOSE	F1046	0.40	37.88	2.73	3.14	1.59
19		Oe4B	F1098	0.25	25.46	0.12	0.84	0.54
20		S23C	F1097	0.25	25.26	0.78	1.08	0.69
21		BARRETO JUAN	F1093	0.45	31.99	0.23	0.94	0.45
22		BARRETO JUAN	F1089	0.30	35.00	0.26	1.27	0.74
23		BARRETO JUAN	F1088	0.45	26.09	0.03	1.46	0.69
24		Oe3B	F1074	0.20	22.55	1.45	1.81	1.29
25		S24B	F1078	0.20	30.43	2.24	2.25	1.61
26		LALAMA JOAQUIN	F1019	0.25	35.10	0.19	1.92	1.22
27		LALAMA JOAQUIN	F1018	0.25	12.93	0.34	1.92	1.23
28		S24A	F1065	0.20	22.56	1.08	1.27	0.90
29		LALAMA JOAQUIN	F1017	0.30	12.65	0.06	1.70	0.99
30		LALAMA JOAQUIN	F1015	0.35	14.47	1.07	2.12	1.14
31		BARABARA MIGUEL	F1014	0.40	38.73	1.07	1.77	0.89
32		BARABARA MIGUEL	F1013	0.60	30.55	1.22	2.15	0.89
33		BARABARA MIGUEL	F1012	0.58	22.16	0.02	2.44	1.02
34		BARABARA MIGUEL	F1011	0.60	31.89	0.54	2.27	0.94
35		BARABARA MIGUEL	F1008	0.90	12.67	0.18	4.49	2.49
36		S23B	F1007	0.25	91.62	0.11	0.78	0.50
37		S23B	F1007	0.90	16.04	0.19	1.41	0.47
38		S24	F1108	0.20	36.53	0.01	0.37	0.27
39		ALEMAN JOSE MARIA	F0859	0.25	25.70	1.60	1.56	1.00
40		ALEMAN JOSE MARIA	F0857	0.35	30.33	0.54	1.12	0.61
41		S23D	F1100	0.20	33.88	2.89	2.06	1.47
42		S23A	F1082	0.20	35.39	0.94	1.09	0.78
43		ALEMAN JOSE MARIA	F0851	0.60	11.70	0.04	1.85	0.76
44		ALEMAN JOSE MARIA	F0850	0.56	32.96	0.02	2.27	0.97
45		ALEMAN JOSE MARIA	F0845	1.03	30.62	0.45	2.40	0.76
46		ALEMAN JOSE MARIA	F0843	1.03	25.94	0.13	2.39	0.75
47		ALEMAN JOSE MARIA	F0957	0.25	25.59	1.88	1.78	1.14
48		Oe4F	F0955	0.20	57.00	0.17	0.76	0.54
49		Oe4E	F0949	0.25	32.06	1.73	1.76	1.12
50		Oe3J	F1141	0.20	26.75	2.81	1.84	1.32
51		AV. AJAVI	F1127	0.45	25.32	1.62	2.53	1.20
52		Oe3J	F0929	0.30	33.43	1.26	1.63	0.95
53		Oe3J	F0928	0.30	35.05	1.03	1.80	1.05
54		S19F	F0938	0.20	35.30	0.03	0.44	0.31
55		Oe3J	F0927	0.40	12.88	1.02	1.79	0.90
56		ANTE JOSE MARIA	F0923	0.45	38.35	0.78	2.10	1.00
57		ANTE JOSE MARIA	F0922	0.50	29.92	0.79	1.86	0.84
58		BRAVO SALVADOR	F0929	0.20	52.85	2.32	1.76	1.26

Elaborador por: L.H. Hidrobo

S/N	F1985		26.26	25.45	6.74	5.64			3.93	
S/N	F1984		32.86	7.71	4.33	2.96			2.52	
ZAMBRANO LUIS	F1870		72.91	5.76	3.68	2.57			2.14	
LUNA ABDULA	F1817		24.40	14.59	5.04	3.53			2.94	
LOS CRIOLLOS	F1803		39.89	1.62	1.94	1.36			1.13	
LOS CRIOLLOS	F1802		13.90	6.73	3.34	2.92			1.95	
PASAJE A	F1957		10.19	22.30	6.99	5.22			4.07	
PASAJE A	F1956		46.09	23.87	7.45	5.49			4.34	
PASAJE A	F1955		8.22	26.67	7.84	5.64			4.56	
PASAJE A	F1844		59.52	9.85	4.27	3.52			2.49	
PASAJE A	F1843		47.98	9.27	4.58	3.68			2.67	
PASAJE A	F1867		89.56	10.91	4.78	3.61			2.78	
PASAJE A	F1715		53.93	5.57	2.54	2.62			1.48	
PASAJE A	F2034	300.00	42.36	1.23	1.13	1.22			0.66	
PASAJE A	F2033		25.80	2.20	1.48	1.65			0.86	
PASAJE A	F2032		7.27	48.12	4.05	6.19			2.35	
PASAJE A	F1740		29.52	3.07	1.57	1.83			0.91	
PASAJE A	F1739		7.99	2.80	1.63	1.88			0.95	
PASAJE A	F1999		16.85	10.64	4.42	3.68			2.58	
PASAJE A	F1998		14.25	28.74	6.30	5.95			3.67	
PASAJE A	F1997		19.14	6.49	3.68	2.80			2.15	
PASAJE A	F2182		19.95	15.21	2.80	3.48			1.63	
PASAJE A	F2187		32.26	3.24	2.75	1.92			1.61	
PASAJE A	F1780		18.34	9.10	4.37	3.30			2.55	
PASAJE A	F1702		80.15	2.48	1.95	1.51			1.13	
PASAJE A	F2013		74.88	2.27	1.92	1.69			1.12	
PASAJE A	F2015		32.20	2.14	2.29	1.56			1.33	
S/N	F1975		54.82	3.11	2.21	1.93				1.41
S/N	F1987		18.06	18.64	5.51	4.68				3.50
S/N	F1986		36.21	15.54	5.47	3.99				3.48
S/N	F1979		46.06	11.09	2.66	3.39				1.69
S/N	F1978		38.05	11.37	3.12	3.55				1.99
S18F	F1860		68.91	8.14	3.86	2.97				2.46
MOCOA	F1874		52.82	13.03	5.03	3.65				3.20
PASAJE A	F1969		35.41	8.85	2.44	3.12				1.56
PASAJE A	F1968		23.51	2.10	1.68	1.59				1.07
S/N	F1971		34.90	6.34	1.88	2.72				1.20
S/N	F1970		23.77	6.25	1.99	2.49				1.27
PASAJE A	F1967		17.25	1.89	1.85	1.44				1.18
LUNA ABDULA	F1813		25.26	3.45	2.42	1.95				1.54
INTI RAYMI	F1812		26.33	3.69	2.61	2.02				1.67
INTI RAYMI	F1887		100.03	8.35	3.69	3.11				2.35
INTI RAYMI	F1886	250.00	99.25	11.33	4.63	3.45				2.95
SUQUILLO	F1818		66.37	17.88	5.57	4.45				3.54
LOS CRIOLLOS	F1799		14.32	15.23	1.70	3.43				1.08
LOS CRIOLLOS	F1798		24.54	14.12	2.83	3.85				1.80
Oe11C	F1797		83.82	11.93	3.53	3.68				2.25
LOS CRIOLLOS	F1796		66.37	8.12	3.52	3.05				2.24
LOS CRIOLLOS	F1795		77.67	8.80	3.99	3.22				2.54
LOS CRIOLLOS	F1800		55.03	3.98	2.70	2.18				1.72
PASAJE A	F1993		41.79	6.61	2.51	2.83				1.60
PASAJE A	F1975		55.44	0.77	1.12	0.95				0.72
PASAJE A	F1828		74.83	3.38	2.16	2.01				1.38
PASAJE A	F1845		79.00	8.72	3.73	3.17				2.38
PASAJE A	F1868		90.65	9.41	4.16	3.35				2.65
PASAJE A	F2190		54.45	5.27	2.13	2.49				1.36
	F2210		12.80	7.85	2.87	3.44				1.83
PASAJE A	F1608		56.36	2.97	1.67	1.83				1.07

Tabla 5.9.3. Cálculo del Coeficiente “K” con ecuaciones encontradas en pozos con defectos

COMPARACIÓN DEL NÚMERO DE FROUDE									
TODAS LAS CUENCAS									
FORMULARIO	FLUJO UNIFORME					ECUACIONES ENCONTRADAS EN EL PRESENTE TRABAJO PARA POZOS DEFECTUOSOS			
	DIÁMETRO	LONGITUD	PENDIENTE	VELOCIDAD	FROUDE	0.504 V	0.539 V	- 0.00013 i + 0.583 V	Fr = 0.0074 - 0.0001 i + 0.635 V
	Y	X ₁	X ₂	X ₃		D. 400 mm	D. 350 mm	D. 300 mm	D. 250 mm
	(mm)	(m)	(-)	(m/s)					
F0059		95.70	1.94	3.20	1.66	1.61			
F0096		64.26	1.13	3.37	1.75	1.70			
F0126		60.14	0.89	2.32	1.20	1.17			
F0125		60.61	0.97	2.93	1.48	1.48			
F0170		49.05	2.83	4.33	2.24	2.18			
F0078		70.38	1.54	2.26	1.14	1.14			
F0565		65.22	0.83	1.87	0.97	0.94			
F0483		58.55	0.02	8.92	4.50	4.49			
F0529		100.29	0.97	2.31	1.17	1.17			
F0528		82.40	0.79	3.02	1.53	1.52			
F0527		57.20	0.86	3.24	1.63	1.63			
F0526		60.75	0.65	3.37	1.70	1.70			
F0525		57.34	3.53	3.41	1.72	1.72			
F0520		79.26	1.00	2.68	1.39	1.35			
F0470		80.03	1.84	8.20	4.25	4.13			
F0515		79.86	1.28	3.64	1.88	1.83			
F0512		67.19	2.90	3.15	1.63	1.59			
F0454		75.62	0.79	74.43	37.57	37.51			
F0475		40.23	1.47	2.74	1.38	1.38			
F0450		77.63	0.01	83.65	42.23	42.16			
F0716		25.52	0.44	1.12	0.57	0.57			
F0715		35.11	0.46	1.19	0.60	0.60			
F0714		35.36	0.61	1.60	0.80	0.80			
F0712		33.32	0.58	1.71	0.85	0.86			
F0983		35.55	0.32	1.26	0.63	0.63			
F1049		12.87	0.84	1.84	0.93	0.93			
F1048		15.64	0.82	2.14	1.08	1.08			
F1047		14.52	1.23	2.23	1.12	1.12			
F1046	400	37.88	2.73	3.14	1.59	1.58			
F1014		38.73	1.07	1.77	0.89	0.89			
F0927		12.88	1.02	1.79	0.90	0.90			
F0941		28.87	0.59	1.37	0.69	0.69			
F0918		25.52	0.78	1.64	0.83	0.83			
F0875		22.58	1.16	2.09	1.06	1.06			
F1195		38.31	1.20	1.86	0.94	0.94			
F1241		91.34	0.97	2.22	1.12	1.12			
F1266		35.37	1.22	2.04	1.03	1.03			
F2046		64.17	2.98	3.12	1.58	1.57			
F2053		63.50	0.91	3.76	1.90	1.90			
F1752		42.81	5.56	4.17	2.16	2.10			
F1750		51.88	3.63	5.72	2.97	2.89			
F1748		10.18	3.37	6.85	3.55	3.45			
F1747		31.18	5.74	7.21	3.64	3.64			
F1613		72.99	1.79	2.40	1.23	1.21			
F1983		29.65	0.95	1.99	1.01	1.00			
F1854		59.78	7.81	7.65	3.86	3.86			
F1853		79.13	5.99	7.93	4.00	4.00			
F1850		104.72	8.40	9.16	4.62	4.62			
F1785		44.48	5.96	6.30	3.18	3.18			
F1836		32.17	11.30	7.85	3.96	3.96			
F1835		40.10	10.80	8.00	4.04	4.03			
F1834		22.43	10.28	11.79	5.95	5.94			
F2023		75.37	2.99	4.83	2.44	2.44			
F2022		19.29	5.54	4.93	2.49	2.48			
F2021		23.73	9.73	4.97	2.51	2.50			
F2020		43.00	3.17	5.06	2.56	2.55			
F2035		92.20	2.29	3.67	1.90	1.85			

F0299	350	30.03	0.71	1.88	1.01		1.01		
F0298		31.42	0.78	2.23	1.20		1.20		
F0203		4.95	1.45	1.86	1.01		1.00		
F0509		67.26	3.85	2.98	1.61		1.61		
F0802		14.34	0.51	1.20	0.65		0.65		
F0707		3.33	0.03	1.06	0.57		0.57		
F0801		38.51	0.85	1.80	0.97		0.97		
F0768		22.34	0.90	1.45	0.78		0.78		
F1050		67.26	0.53	1.66	0.90		0.89		
F1015		14.47	1.07	2.12	1.14		1.14		
F0857		30.33	0.54	1.12	0.61		0.60		
F0945		22.39	0.46	1.10	0.59		0.59		
F0943		25.33	0.87	1.47	0.79		0.79		
F0942		22.16	0.66	1.62	0.87		0.87		
F0919		55.90	1.27	1.89	1.02		1.02		
F0887		38.33	0.63	1.42	0.77		0.77		
F1132		30.52	0.92	1.67	0.90		0.90		
F1390		14.33	0.07	1.00	0.54		0.54		
F1389		38.30	0.60	1.25	0.67		0.67		
F1411		14.34	0.05	1.14	0.62		0.62		
F1264		30.32	0.75	1.54	0.83		0.83		
F0066		300	36.37	1.73	1.95	1.14		1.14	
F0065			37.71	1.89	2.71	1.58		1.58	
F0064			38.45	1.02	3.86	2.25		2.25	
F0005	46.22		3.27	4.64	2.70		2.70		
F0349	64.77		1.84	2.04	1.19		1.19		
F0343	28.54		0.59	2.16	1.26		1.26		
F0334	31.60		0.12	1.00	0.58		0.58		
F0175	87.32		1.52	2.47	1.44		1.44		
F0079	77.45		1.56	1.72	1.00		1.00		
F0300	30.25		1.10	1.85	1.08		1.08		
F0217	30.23		1.28	1.81	1.05		1.05		
F0216	29.90		1.67	1.97	1.15		1.15		
F0215	30.11		1.58	2.12	1.23		1.23		
F0206	30.04		1.58	1.90	1.11		1.11		
F0204	31.49		1.22	2.42	1.41		1.41		
F0196	74.97		8.58	7.95	4.63		4.63		
F0542	30.17		0.57	1.79	1.05		1.05		
F0523	60.05		1.31	2.33	1.36		1.36		
F0471	80.18		1.84	11.85	6.91		6.91		
F0493	79.38		1.97	2.14	1.25		1.25		
F0578	61.03		3.21	3.10	1.80		1.80		
F0803	15.20		1.20	1.59	0.93		0.93		
F0698	66.97		1.69	2.33	1.36		1.36		
F0758	32.15		0.90	1.32	0.77		0.77		
F0813	25.86		0.14	0.95	0.55		0.55		
F0640	83.67		0.86	1.70	0.99		0.99		
F0639	77.63		0.17	1.91	1.11		1.11		
F0769	67.05		0.86	1.47	0.86		0.86		
F0711	32.03		0.82	1.75	1.02		1.02		
F0674	39.40		0.76	2.61	1.57		1.52		
F0990	22.41		0.20	1.09	0.64		0.64		
F0989	30.63		0.69	1.29	0.75		0.75		
F1030	76.43		0.95	1.35	0.79		0.79		
F1029	3.76		1.97	2.10	1.23		1.23		
F1089	35.00		0.26	1.27	0.74		0.74		
F1017	12.65		0.06	1.70	0.99		0.99		
F0929	33.43		1.26	1.63	0.95		0.95		
F0928	35.05		1.03	1.80	1.05		1.05		
F0920	62.65		1.97	2.06	1.20		1.20		
F1135	12.73		1.25	1.57	0.92		0.92		
F1134	16.17		0.74	1.61	0.94		0.94		
F1147	25.33		0.76	1.31	0.76		0.76		
F1146	30.57		1.63	1.93	1.13		1.13		
F0877	67.46		1.44	2.62	1.53		1.53		
F1186	25.54	1.14	1.57	0.91		0.91			
F1197	14.43	1.30	1.66	0.97		0.97			
F1391	16.09	0.03	1.14	0.67		0.67			
F1414	54.25	0.01	0.94	0.55		0.55			
F1412	16.04	0.11	1.42	0.82		0.83			
F1407	35.34	0.43	0.90	0.53		0.53			
F1243	51.28	1.05	1.83	1.06		1.06			
F1279	33.78	0.47	0.95	0.55		0.55			
F1269	30.53	0.63	1.10	0.64		0.64			

F2088		34.51	2.36	2.26	1.34			1.32	
F2047		61.95	1.17	3.99	2.33			2.33	
F2056		11.84	0.78	2.68	1.56			1.56	
F2068		60.02	1.28	1.72	1.00			1.00	
F2064		54.11	1.02	1.57	0.92			0.92	
F2062		58.41	0.99	1.52	0.89			0.89	
F1704		61.50	1.38	1.64	0.96			0.96	
F1859		35.05	0.70	2.14	1.25			1.25	
F1856		108.28	11.07	10.39	6.06			6.06	
F1869		51.29	7.95	5.98	3.49			3.48	
F1838		89.25	9.95	9.37	5.46			5.46	
F1742		56.72	1.23	1.66	0.97			0.97	
F1738		2.82	0.35	2.04	1.19			1.19	
F1779		42.58	3.86	2.86	1.67			1.67	
F2031		76.03	0.86	1.95	1.14			1.14	
F2027		61.29	3.09	2.50	1.46			1.46	
F2026		62.51	2.30	4.55	2.65			2.65	
F2025		64.18	3.03	6.54	3.81			3.81	
F2013		76.40	2.09	2.49	1.45			1.45	
F2012		68.94	2.12	2.66	1.55			1.55	
F2017		77.39	0.91	1.60	0.93			0.93	
F1621		75.19	2.47	2.47	1.44			1.44	
F2014		77.02	0.69	1.97	1.15			1.15	
F2038		35.16	1.80	2.86	1.67			1.67	
F1919		11.43	0.97	8.92	5.20			5.20	
F0358	250	30.145	1.828	1.686	1.077				1.08
F0356		5.901	0.017	1.218	0.778				0.78
F0352		5.919	2.129	1.938	1.238				1.24
F0350		5.054	0.079	2.529	1.615				1.61
F0378		61.839	1.067	1.710	1.092				1.09
F0366		17.944	2.798	2.279	1.455				1.45
F0118		104.449	1.624	1.748	1.116				1.12
F0113		92.371	3.177	2.441	1.591				1.56
F0098		115.375	2.508	3.101	1.980				1.98
F0097		96.150	1.303	6.835	4.365				4.35
F0099		50.033	1.361	2.822	1.839				1.80
F0098		63.811	0.249	3.109	1.985				1.98
F0106		64.869	1.350	2.107	1.373				1.35
F0176		90.192	0.926	1.353	0.864				0.87
F0301		29.687	0.953	1.435	0.916				0.92
F0198		29.811	1.520	8.904	5.686				5.66
F0197		31.431	2.800	9.373	5.985				5.96
F0264		71.474	7.293	6.613	4.222				4.21
F0568		65.070	0.687	2.239	1.430				1.43
F0564		110.774	1.405	2.281	1.457				1.46
F0560		65.092	1.776	2.756	1.760				1.76
F0490		90.185	0.969	3.436	2.194				2.19
F0489		73.142	5.819	5.506	3.516				3.50
F0516		80.197	1.343	5.704	3.642				3.63
F0502		66.367	1.022	2.469	1.576				1.57
F0513		61.997	2.718	3.717	2.373				2.37
F0477		80.012	2.322	3.904	2.493				2.49
F0808		35.303	0.006	0.936	0.597				0.60
F0719		12.868	1.072	1.295	0.827				0.83
F0742		12.813	0.578	1.069	0.683				0.69
F0681		22.855	1.505	1.755	1.120				1.12
F0770		12.774	0.571	1.365	0.872				0.87
F0991		30.421	0.671	1.200	0.766				0.77
F1055		30.413	0.858	1.401	0.894				0.90
F1063		22.260	1.105	1.485	0.948				0.95
F1062		30.468	1.113	1.963	1.253				1.25
F1061		38.432	1.715	2.171	1.386				1.39
F1098		25.459	0.118	0.839	0.536				0.54
F1097		25.260	0.776	1.080	0.690				0.69
F1019		35.098	0.185	1.917	1.224				1.22
F1018		12.929	0.340	1.922	1.227				1.23
F1007		91.623	0.112	0.781	0.499				0.50
F0859		25.698	1.595	1.559	0.995				1.00
F0957		25.588	1.884	1.778	1.136				1.14
F0949		32.063	1.734	1.759	1.123				1.12
F0892		30.220	0.960	1.407	0.898				0.90
F0907		35.513	0.718	1.120	0.715				0.72
F0975		30.586	0.196	1.216	0.777				0.78
F0973		22.306	0.968	1.779	1.136				1.14

F1177		8.434	0.901	1.356	0.866				0.87
F1199		12.896	1.194	1.522	0.972				0.97
F1212		32.075	0.786	1.099	0.702				0.71
F1377		30.277	1.291	1.518	0.970				0.97
F1375		67.193	1.655	2.032	1.298				1.30
F1422		30.492	1.004	1.247	0.796				0.80
F1417		91.508	0.764	1.100	0.703				0.71
F0966		25.562	1.029	1.533	0.979				0.98
F1278		30.410	0.878	1.975	1.261				1.26
F1277		22.433	0.606	2.102	1.342				1.34
F1276		30.615	1.349	2.516	1.606				1.60
F1323		340.860	0.511	0.898	0.574				0.58
F1322		368.309	0.220	0.841	0.537				0.54
F1366		35.379	0.659	1.100	0.702				0.71
F1364		30.177	0.106	2.034	1.299				1.30
F1288		19.872	1.132	1.755	1.121				1.12
F1286		15.672	1.621	2.181	1.393				1.39
F1293		19.806	11.113	11.619	7.276				7.38
F2094		14.363	1.114	3.046	1.945				1.94
F2093		21.880	1.303	3.704	2.365				2.36
F2066		86.544	0.960	1.881	1.201				1.20
F2067		64.673	2.191	2.777	1.773				1.77
F2063		59.982	0.700	1.310	0.837				0.84
F1772		68.954	4.023	3.403	2.173				2.17
F1620		69.404	0.952	1.673	1.069				1.07
F1619		25.858	1.091	1.928	1.231				1.23
F1618		80.748	1.424	2.094	1.337				1.34
F1989		41.160	0.792	1.988	1.269				1.27
F1875		83.201	7.773	3.577	2.284				2.28
F1885		99.892	8.079	4.806	3.069				3.06
F1884		40.223	8.821	5.483	3.501				3.49
F1961		25.190	8.614	3.934	2.512				2.50
F1960		31.015	16.179	4.912	3.137				3.12
F1959		19.945	6.017	5.489	3.505				3.49
F1958		24.308	15.205	5.948	3.798				3.78
F1991		42.697	1.815	3.121	1.993				1.99
F2209		178.075	2.029	2.750	1.756				1.75
F2030		75.744	0.898	2.742	1.751				1.75
F2029		73.887	1.164	2.731	1.744				1.74
F1920		49.921	1.236	2.211	1.412				1.41
F1922		54.437	10.669	10.518	6.716				6.69

Elaborador por: L.H. Hidrobo

Tabla 5.9.4. Comparación del Número de Froude vs. el Coeficiente “K”

C A L L E	T S I E P C O C I D Ó E N	M T I P E R I O D I C A L	DÍAMETRO	L O N G I T U D	PENDIENTE	VELOCIDAD	P C M R A Á O U X B D I A A M B L O L E	N F Ú R M D O E E U R D O E	K = 0.539*V
CONDICIONES ORIGINALES ENCONTRADAS EN LA RED DE DRENAJE									
S22B	SC1	HSI	0.35	25.57	0.48	1.47	0.14	0.79	0.79
DELGADO JOSE	SC1	HSI	0.35	67.26	0.53	1.77	0.17	0.96	0.96
LALAMA JOAQUIN	SC1	HSI	0.35	14.47	1.07	2.26	0.22	1.22	1.22
ALEMAN JOSE MARIA	SCI	HSI	0.35	30.33	0.54	1.20	0.12	0.65	0.65
Oe3L	SC1	HSI	0.35	22.39	0.46	1.18	0.11	0.63	0.63
Oe3L	SC1	HSI	0.35	22.32	0.76	1.62	0.13	1.00	0.88
Oe3K	SC1	HSI	0.35	25.33	0.87	1.57	0.15	0.85	0.85
S19E	SC1	HSI	0.35	22.16	0.66	1.73	0.17	0.93	0.93
VENANCIO ESTANDOQUE	SC1	HSI	0.35	55.90	1.27	2.02	0.19	1.09	1.09
ARTETA IGNACIO	SC1	HSI	0.35	38.33	0.63	1.52	0.15	0.82	0.82
ARTETA IGNACIO	SC1	HSI	0.35	30.52	0.92	1.78	0.17	0.96	0.96
RECOMENDACIÓN DE CAMBIO EN EL DIÁMETRO									
S22B	SC1	HSI	0.40	25.57	0.48	1.13	0.14	0.57	0.61
DELGADO JOSE	SC1	HSI	0.40	67.26	0.53	1.36	0.17	0.69	0.73
LALAMA JOAQUIN	SC1	HSI	0.40	14.47	1.07	1.73	0.22	0.87	0.93
ALEMAN JOSE MARIA	SCI	HSI	0.40	30.33	0.54	0.92	0.12	0.46	0.50
Oe3L	SC1	HSI	0.40	22.39	0.46	0.90	0.11	0.46	0.49
Oe3L	SC1	HSI	0.40	22.32	0.76	1.25	0.13	0.72	0.67
Oe3K	SC1	HSI	0.40	25.33	0.87	1.21	0.15	0.61	0.65
S19E	SC1	HSI	0.40	22.16	0.66	1.33	0.17	0.67	0.72
VENANCIO ESTANDOQUE	SC1	HSI	0.40	55.90	1.27	1.55	0.19	0.78	0.84
ARTETA IGNACIO	SC1	HSI	0.40	38.33	0.63	1.17	0.15	0.59	0.63
ARTETA IGNACIO	SC1	HSI	0.40	30.52	0.92	1.37	0.17	0.69	0.74

Elaborador por: L.H. Hidrobo

5.10. REGRESIÓN MÚLTIPLE PARA DIFERENTES ESCENARIOS

Tabla 5.10.1. Resumen estadístico de la regresión múltiple a partir de pozos con defectos, diámetro 250 mm

Resumen estadístico para pozos con defectos verificados con fotografías y diámetro nominal 250 mm						
<i>Estadísticas de la regresión</i>						
Coefficiente de correlación múltiple	0.9999					
Coefficiente de determinación R ²	0.9999					
R ² ajustado	0.9999					
Error típico	0.0151					
Observaciones	90					
ANÁLISIS DE VARIANZA						
	Grados de libertad	Suma de cuadrados	Promedio de los cuadrados	F	Inferior 95%	Superior 95%
Regresión	3	159.256	53.085	233816.219	0.000	
Residuos	86	0.020	0.000			
Total	89	159.276				
	Coefficientes	Error típico	Estadístico t	Probabilidad	Inferior 95%	Superior 95%
Intercepción	0.007	0.003	2.414	0.018	0.001	0.014
Variable X 1 = L	0.000	0.000	0.588	0.558	0.000	0.000
Variable X 2 = i	-0.00010	0.001	-0.146	0.884	-0.001	0.001
Variable X 3 = V	0.635	0.001	632.158	0.000	0.633	0.637
Fr = 0.0074 - 0.0001 i + 0.635 V						

Elaborado por: L. H. Hidrobo

Tabla 5.10.2. Resumen estadístico de la regresión múltiple a partir de pozos con defectos, diámetro nominal 300 mm

Resumen estadístico para pozos con defectos verificados con fotografías y diámetro nominal 300 mm						
Estadísticas de la regresión						
Coefficiente de correlación múltiple	1.0000					
Coefficiente de determinación R ²	1.0000					
R ² ajustado	1.0000					
Error típico	0.0066					
Observaciones	78					
ANÁLISIS DE VARIANZA						
	Grados de libertad	Suma de cuadrados	Promedio de los cuadrados	F	Valor crítico de F	
Regresión	3	120.349	40.116	908521.105	7.765E-169	
Residuos	74	0.003	0.000			
Total	77	120.352				
Coefficientes Error típico Estadístico t Probabilidad Superior 95% Inferior 95%						
Intercepción	0.002	0.002	0.863	0.391	-0.002	0.005
Variable X 1 = L	0.000	0.000	-0.384	0.702	0.000	0.000
Variable X 2 = i	-0.00013	0.001	-0.229	0.820	-0.001	0.001
Variable X 3 = v	0.583	0.001	1145.260	0.000	0.582	0.584
Fr = - 0.00013 i + 0.583 V						

Elaborado por: L. H. Hidrobo

Tabla 5.10.3. Resumen estadístico de la regresión múltiple a partir de pozos con defectos, diámetro nominal 350 mm

Estadísticas de la regresión	
Coefficiente de correlación	1.0000
Coefficiente de determinación	1.0000
R ² ajustado	1.0000
Error típico	0.0000
Observaciones	21

ANÁLISIS DE VARIANZA					
	Grados de libertad	Suma de cuadrados	Promedio de los cuadrados	F	Valor crítico de F
Regresión	3	1.322	0.441	2.774E+31	4.699E-261
Residuos	17	0.000	0.000		
Total	20	1.322			

	Coefficientes	Error típico	Estadístico t	Probabilidad	Inferior 95%	Superior 95%
Intercepción	0.000	0.000	3.232	0.005	0.000	0.000
Variable X 1 = L	0.000	0.000	2.218	0.040	0.000	0.000
Variable X 2 = i	0.000	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000
Variable X 3 = v	0.540	0.000	4.742E+15	0.000	0.540	0.540

Fr = 0.539 V

Elaborado por: L. H. Hidrobo

Tabla 5.10.4. Resumen estadístico de la regresión múltiple a partir de pozos con defectos, diámetro 400 mm

Estadísticas de la regresión	
Coefficiente de correlación múltiple	1.0000
Coefficiente de determinación R ²	1.0000
R ² ajustado	1.0000
Error típico	0.0254
Observaciones	57

ANÁLISIS DE VARIANZA					
	Grados de libertad	Suma de cuadrados	Promedio de los cuadrados	F	Valor crítico de F
Regresión	3	2872.526	957.509	1480215.933	2.023E-130
Residuos	53	0.034	0.001		
Total	56	2872.561			

	Coefficientes	Error típico	Estadístico t	Probabilidad	Inferior 95%	Superior 95%
Intercepción	0.001	0.009	0.119	0.906	-0.016	0.018
Variable X 1 = L	0.000	0.000	1.712	0.093	0.000	0.001
Variable X 2 = i	0.000	0.001	0.015	0.988	-0.002	0.002
Variable X 3 = V	0.505	0.000	2058.695	0.000	0.504	0.505

Fr = 0.504V

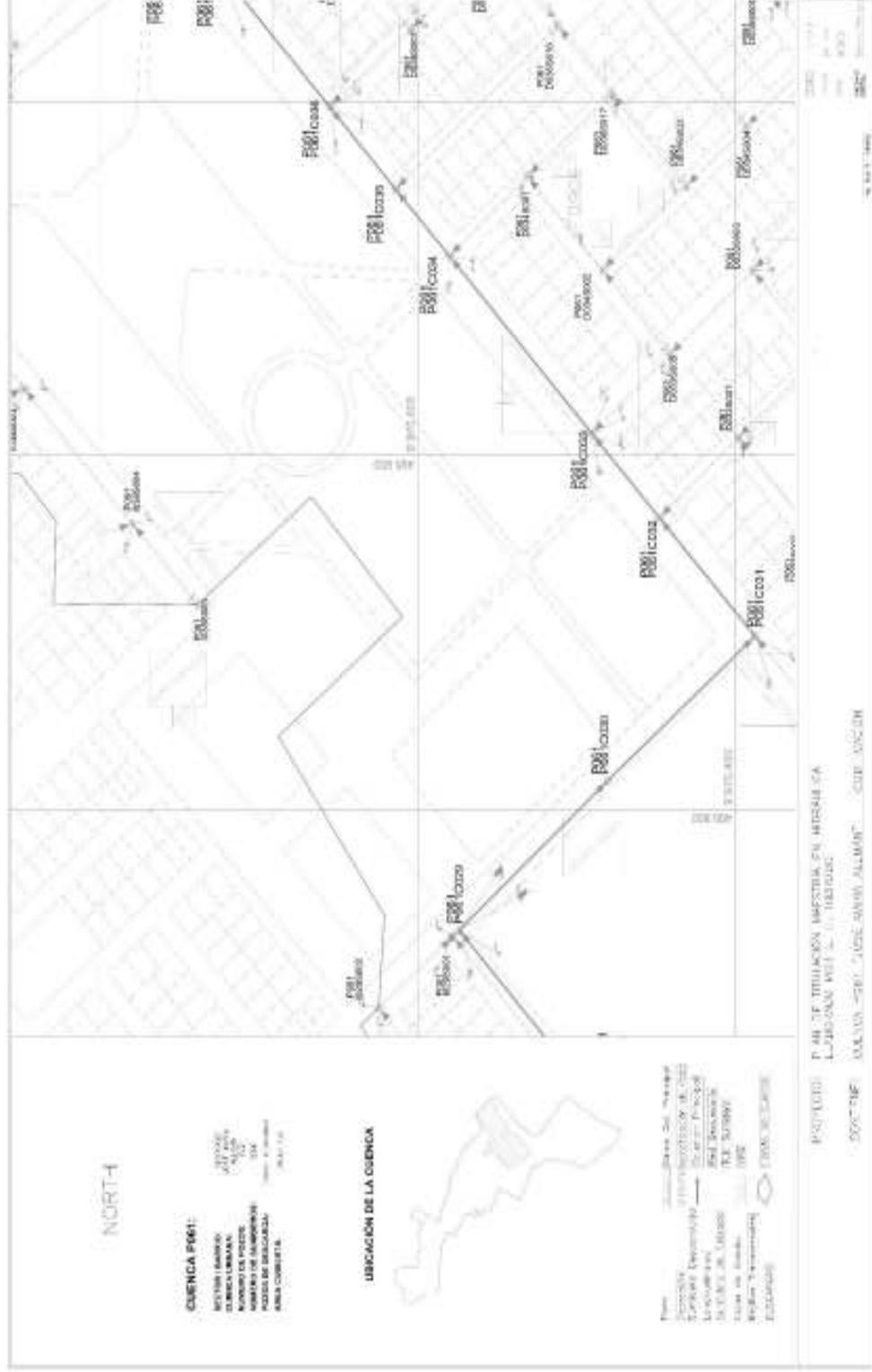
Elaborado por: L. H. Hidrobo

Tabla 5.10.6. Resumen estadístico para todos los pozos con defectos o deterioros

Resumen estadístico para todos los pozos con defectos ó deterioros						
Estadísticas de la regresión						
Coefficiente de correlación múltiple	0.9932					
Coefficiente de determinación R ²	0.9865					
R² ajustado	0.9864					
Error típico	0.7088					
Observaciones	647					
ANÁLISIS DE VARIANZA						
	Grados de libertad	Suma de cuadrados	Promedio de los cuadrados	F	Valor crítico de F	
Regresión	4	23617.313	5904.328	11751.526	0.000	
Residuos	642	322.561	0.502			
Total	646	23939.874				
	Coefficientes	Error típico	Estadístico t	Probabilidad	Inferior 95%	Superior 95%
Intercepción	0.531	0.077	6.923	0.000	0.380	0.681
Variable X 1 = D	-1.613	0.116	-13.868	0.000	-1.841	-1.384
Variable X 2 = L	-0.001	0.001	-1.256	0.210	-0.003	0.001
Variable X 3 = i	-0.017	0.011	-1.607	0.109	-0.038	0.004
Variable X 4 = V	0.603	0.003	214.870	0.000	0.598	0.609
Fr = 0.53 - 1.61D - 0.001L - 0.017i + 0.603V						

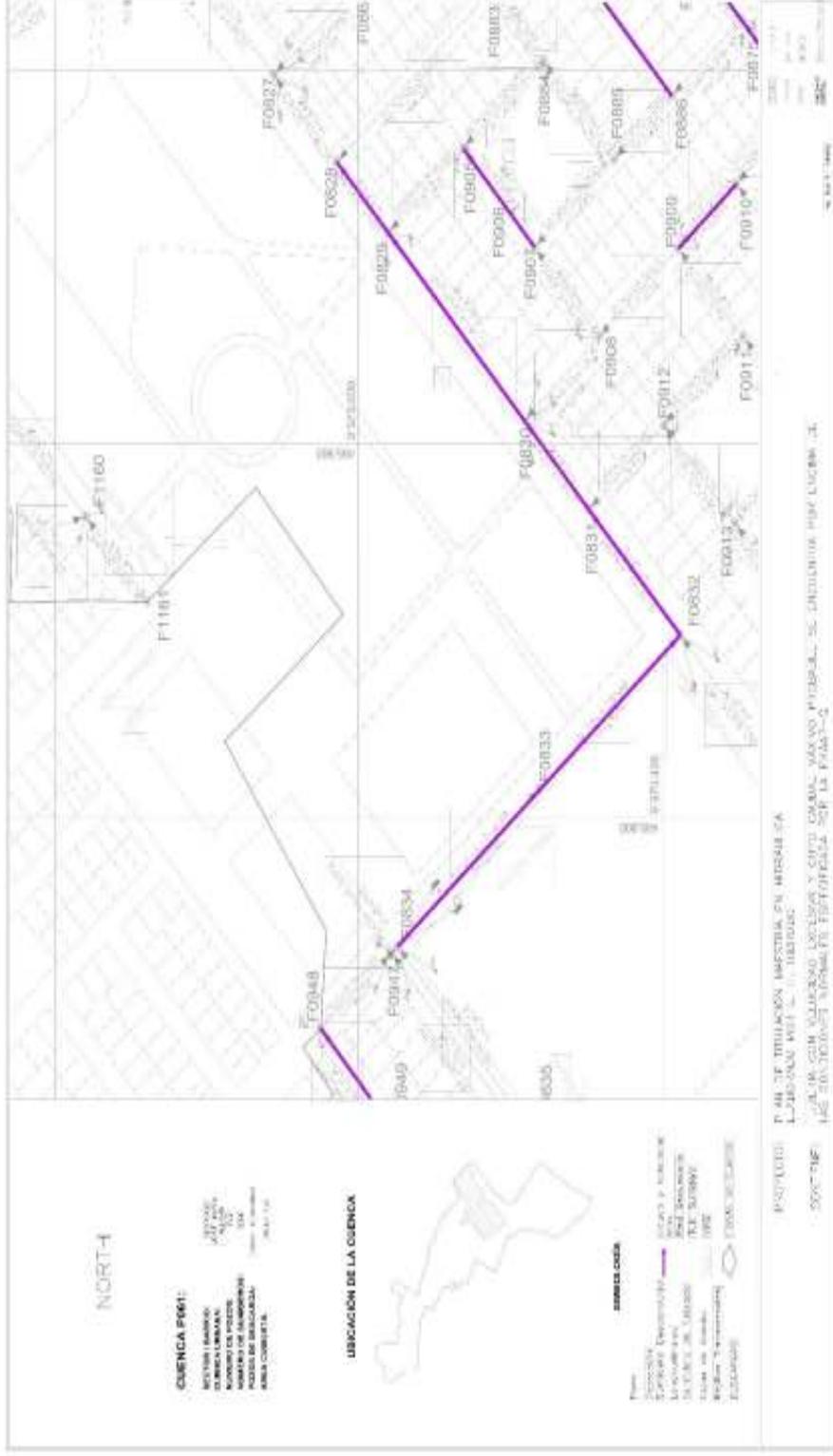
Elaborado por: L. H. Hidrobo

Gráfico 5.11.3. Codificación de los elementos



Elaborado por: L. H. Hidrobo

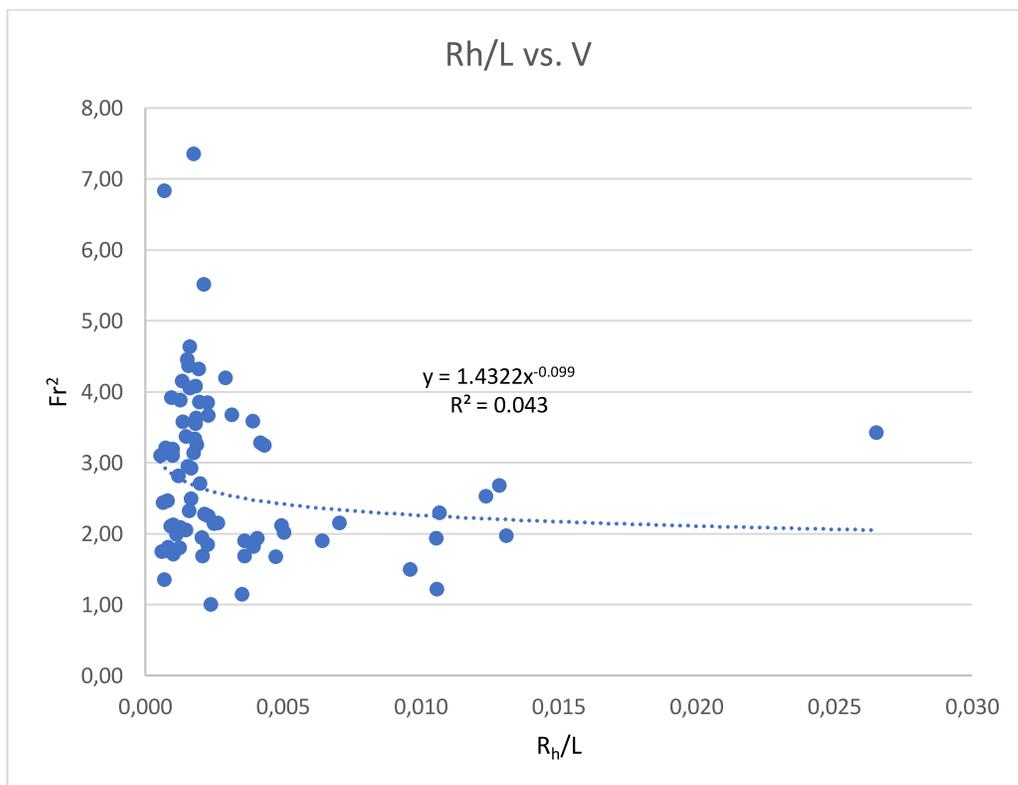
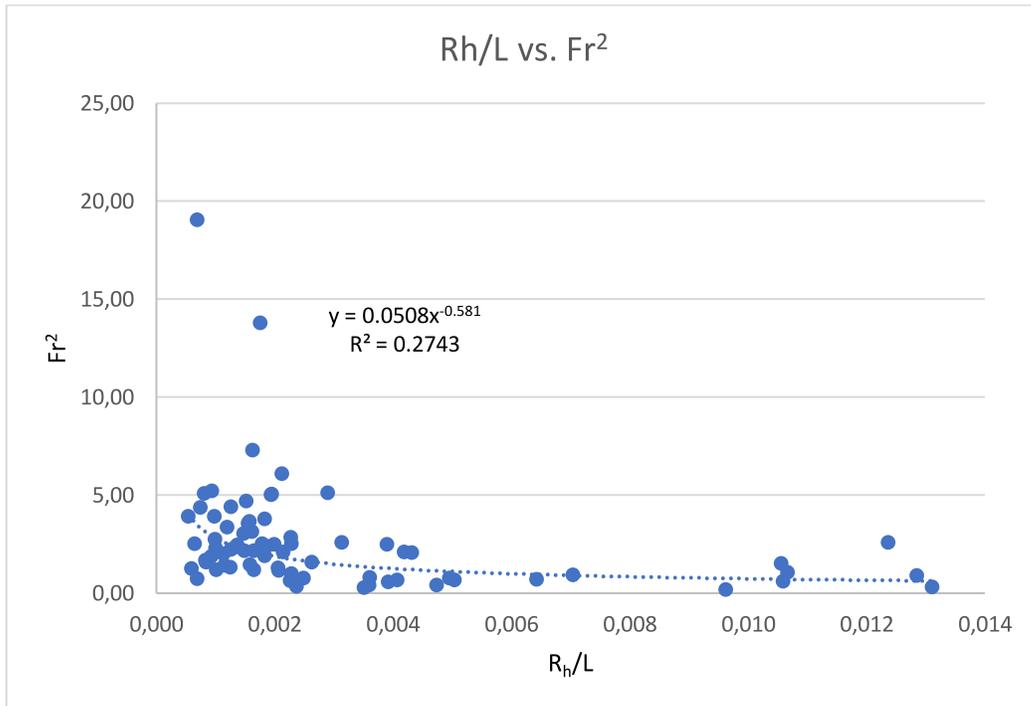
Gráfico 5.11.5. Caudales máximos y velocidades por sobre la norma establecida por la EPMAPS

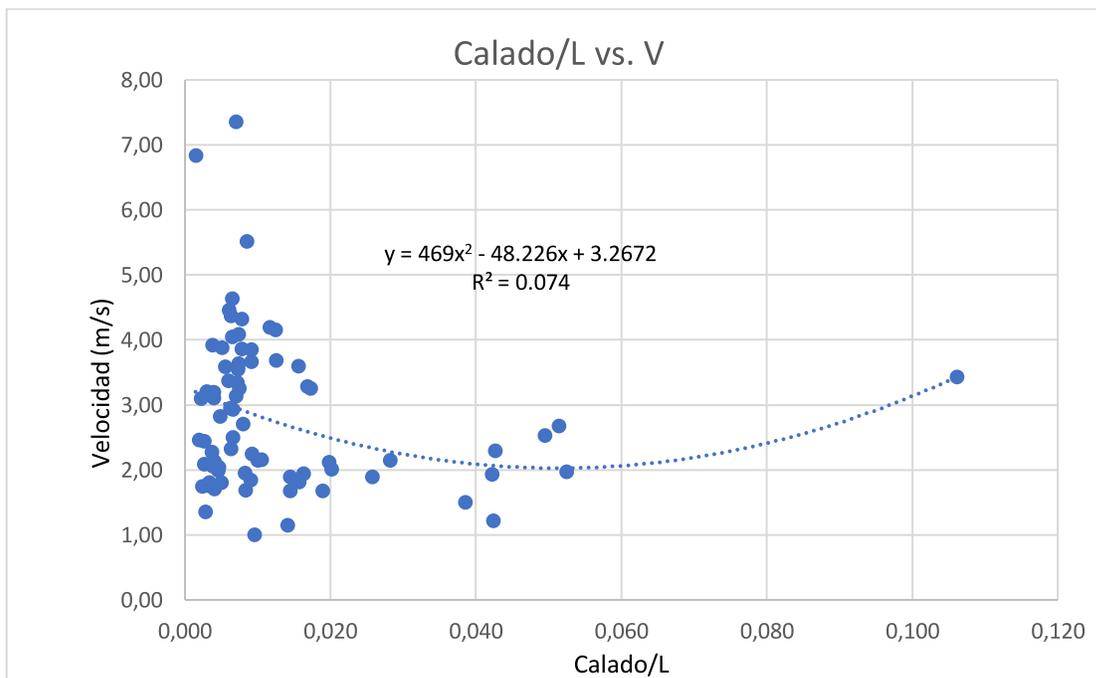
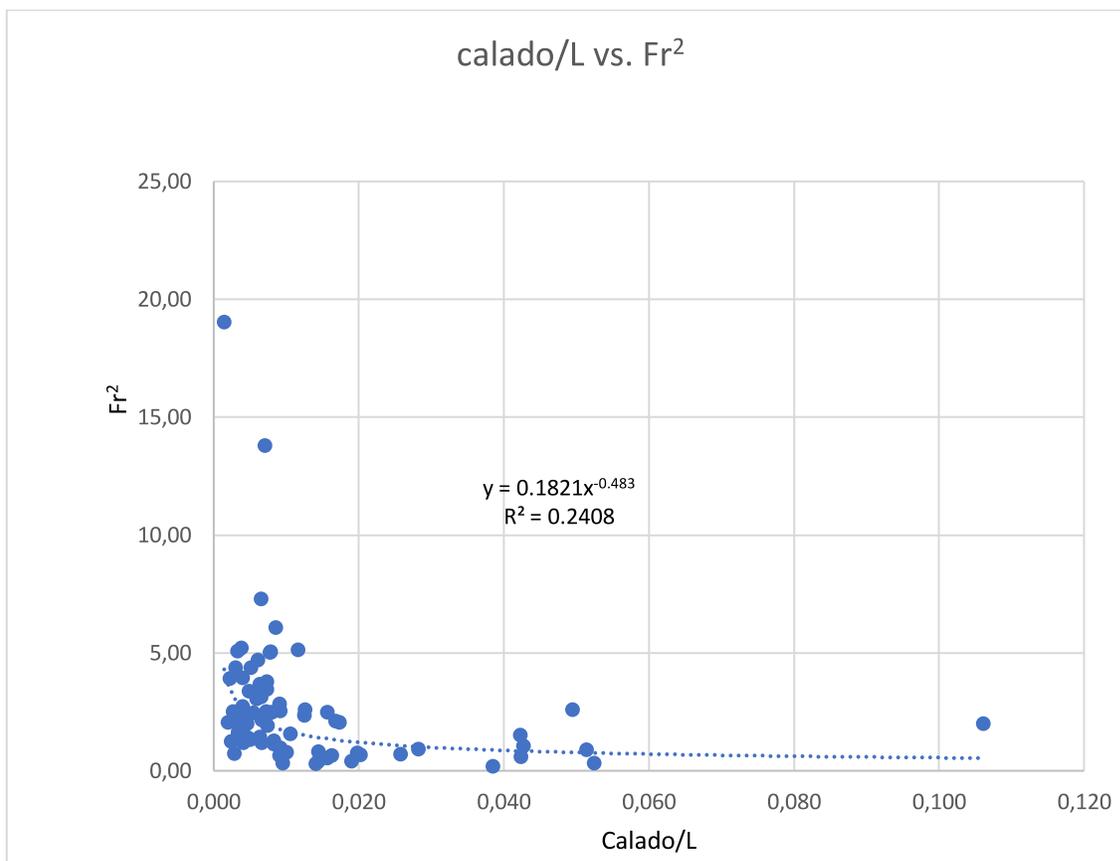


Elaborado por: L. H. Hidrobo

5.12. RELACIONES ENTRE VARIABLES ESTUDIADAS

Gráficos 5.12.1. Relaciones R_h/L vs Fr^2 y R_h/L vs V



Gráficos 5.12.2. Relaciones Calado/L vs Fr^2 y Calado/L vs V

Elaborado por: L.H.Hidrob

5.13. Resultados obtenidos empleando SWMM

STORM WATER MANAGEMENT MODEL - VERSION 5.0 vE (Build 5.0.018 vE)
 Traducido por el Grupo Multidisciplinar de Modelación de Fluidos
 Universidad Politécnic de Valencia

 NOTA: El resumen estadístico mostrado en este informe se
 basa en los resultados obtenidos en todos los intervalos
 de cálculo, no sólo en los intervalos registrados en el
 informe.

 Opciones de Análisis

 Unidades de Caudal LPS
 Modelos utilizados:
 Lluvia/Escoorrentía SI
 Deshielo de Nieve NO
 Flujo Subterráneo NO
 Cálculo Hidráulico SI
 Permitir Estancamiento . NO
 Calidad del Agua NO
 Método de Infiltración HORTON
 Método de Cálculo Hidráulico ... KINWAVE
 Fecha de Comienzo OCT-03-2019 00:00:00
 Fecha de Finalización OCT-03-2019 02:00:00
 Días Previos sin Lluvia 0.0
 Report Time Step 00:15:00
 Intervalo para Tiempo de Lluvia . 00:05:00
 Intervalo para Tiempo Seco 01:00:00
 Intervalo de Cálculo Hidráulico . 30.00 s

ADVERTENCIA 01: se ha reducido el intervalo de cálculo en tiempo de lluvia hasta el
 intervalo de lluvia para el Pluviómetro LLUVIAS

 Errores de Continuidad

*****	Volumen	Altura
Escorrenría Superficial	ha · m	mm
*****	-----	-----
Precipitación Total	0.955	34.384
Pérdidas Evaporación	0.000	0.000
Pérdidas Infiltración	0.625	22.510
Escorrenría Superficial ..	0.327	11.756
Almacen. Final en Sup. ...	0.003	0.123
% Error Continuidad	-0.011	

*****	Volumen	Volumen
Cálculo Hidráulico	ha · m	10 ³ m3
*****	-----	-----
Aporte Tiempo Seco	0.000	0.000
Aporte Tiempo Lluvia	0.327	3.266
Aporte Ag. Subterranea ...	0.000	0.000
Aportes dep. Lluvia	0.000	0.000
Aportes Externos	0.000	0.000
Descargas Externas	0.325	3.249
Descargas Internas	0.000	0.000
Perdidas Almacenamiento ..	0.000	0.000
Vol. Almacenado Inicial ..	0.000	0.000
Vol. Almacenado Final	0.001	0.005
% Error Continuidad	0.330	

 Máximos Índices de Inestabilidad

 Línea 11 (3)
 Línea 8 (2)

Línea 9 (2)

Línea 7 (2)

Resumen de Intervalo de Cálculo Hidráulico

Intervalo de Cálculo Mínimo : 30.00 seg
 Intervalo de Cálculo Medio : 30.00 seg
 Intervalo de Cálculo Máximo : 30.00 seg
 Porcentaje en Reg. Permanente : 0.00
 N° medio iteraciones por instante : 3.34

Resumen de Escorrentía en Subcuencas

Subcuenca	Precip Total mm	Aporte Total mm	Evap Total mm	Infil Total mm	Escor. Total mm	Escor. Total 10 ⁶ ltr	Escor. Punta LPS	Coef. Escor.
18	34.384	0.000	0.000	17.576	16.809	0.118	81.588	0.489
19	34.384	0.000	0.000	23.572	10.650	2.029	997.154	0.310
20	34.384	0.000	0.000	21.339	13.010	0.762	389.580	0.378
21	34.384	0.000	0.000	16.685	17.705	0.041	32.157	0.515
22	34.384	0.000	0.000	18.384	15.997	0.203	128.350	0.465
23	34.384	0.000	0.000	17.526	16.859	0.113	78.796	0.490
Sistema	34.384	0.000	0.000	22.510	11.756	3.266	1703.550	0.342

Resumen de Nivel en Nudos

Nudo	Tipo	Nivel Medio Metros	Nivel Máximo Metros	Altura Máxima Metros	Instante Nivel Máx. días hr:min
F0834	JUNCTION	0.33	0.83	2839.24	0 00:32
F0833	JUNCTION	0.33	0.83	2839.16	0 00:33
F0832	JUNCTION	0.33	0.84	2838.60	0 00:33
F0831	JUNCTION	0.32	0.84	2838.48	0 00:33
F0830	JUNCTION	0.30	0.75	2838.27	0 00:33
F0829	OUTFALL	0.25	0.62	2837.60	0 00:33

Resumen de Aportes en Nudos

Nudo	Tipo	Aporte Lateral Máximo LPS	Aporte Total Máximo LPS	Instante de Aporte Máximo días hr:min	Volumen Aporte Lateral 10 ⁶ ltr	Volumen Aporte Total 10 ⁶ ltr
F0834	JUNCTION	997.15	997.15	0 00:32	2.029	2.029
F0833	JUNCTION	81.59	1076.05	0 00:32	0.118	2.143
F0832	JUNCTION	389.58	1464.77	0 00:33	0.762	2.902
F0831	JUNCTION	32.16	1492.06	0 00:33	0.041	2.940
F0830	JUNCTION	128.35	1619.47	0 00:33	0.203	3.141
F0829	OUTFALL	78.80	1694.81	0 00:33	0.113	3.249

Resumen de Sobrecarga en Nudos

No hay ningún nudo en carga.

Resumen de Inundación en Nudos

No hay inundación en ningún nudo.

Resumen de Vertidos

Nudo de Vertido	Frec. Vertido % Porc.	Caudal Medio LPS	Caudal Máximo LPS	Volumen Total 10^6 ltr
F0829	98.76	455.10	1694.81	3.249
Sistema	98.76	455.10	1694.81	3.249

Resumen de Caudal en Líneas

Línea	Tipo	Caudal Máximo LPS	Instante Caudal Máx días hr:min	Veloc. Máxima m/sec	Caudal Máx/ Lleno	Nivel Máx/ Lleno
7	CONDUIT	996.34	0 00:33	1.19	0.83	0.69
8	CONDUIT	1076.10	0 00:33	2.58	0.33	0.40
9	CONDUIT	1464.23	0 00:33	1.73	0.84	0.70
10	CONDUIT	1492.04	0 00:33	1.99	0.72	0.63
11	CONDUIT	1619.05	0 00:33	2.72	0.53	0.52

Resumen de Sobrecarga de Conductos

Ningún conducto ha entrado en carga.

Instante de inicio del análisis: Sat Oct 12 07:36:02 2019
Instante de finalización del análisis: Sat Oct 12 07:36:02 2019
Tiempo total transcurrido: < 1 s

Elaborado por : L.H.Hidrobo